


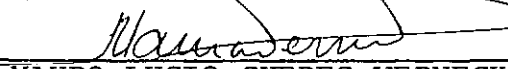
CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENA
DA E SECAGEM DOS SOLOS COMPACTADOS EM LABORATÓ
RIO DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO DA BARRAGEM PALMAR


José Eduardo Mercier Medina

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRA
MAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:


WILLY ALVARENGA LACERDA
Presidente


MAURO LUCIO GUEDES WERNECK


PAULO TEIXEIRA DA CRUZ

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 1981

JOSÉ EDUARDO MERCIER MEDINA

Contribuição ao Estudo da Resistência Não-Drenada e Secagem dos Solos Compactados em Laboratório das Áreas de Empréstimo da Barragem Palmar

, p., 29,7cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1981)

Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro - Fac. Engenharia

1. Assunto I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

À minha esposa Maria de Lourdes,

À meus pais e meu irmão

AGRADECIMENTOS

À Willy Alvarenga Lacerda pela orientação, exemplo e amizade.

À todos os professores da COPPE em especial aos da Área de Mecânica dos Solos.

Ao Engº Manuel Martins pelas sugestões apresentadas durante a elaboração deste trabalho.

Ao Engº Ian M. Martins pelo auxílio prestado durante a realização dos ensaios.

À equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE, nas pessoas de Álvaro Augusto Dellê Vianna, Antônio Jorge Dellê Viana, Gilson Fernandes, Imaculada Soares e Sérgio Iório pela competência e dedicação na execução dos ensaios.

À CAPES (Centro de Aperfeiçoamento do Ensino Superior) pelo apoio financeiro durante o curso.

À Sonia Maria Amaral pela cuidadosa datilografia deste trabalho.

À Sérgio Trotta pela execução dos desenhos e gráficos.

APRESENTAÇÃO

Este trabalho apresenta resultados de ensaios triaxiais $K = \text{constante}$ realizados nos solos, compactados em laboratório, das áreas de empréstimo da Barragem Palmar-Uruguai.

Apresenta, também, ensaios de secagem realizados nos referidos solos. O presente trabalho utiliza o parâmetro e/s para estabelecer a influência de uma secagem prévia do solo compactado na sua resistência não-drenada.

RESUMO

Este trabalho foi feito utilizando-se solos com a característica de apresentarem umidades ótimas iguais aos respectivos limites de plasticidade, quando compactados com a energia do ensaio Proctor Normal.

As determinações de resistência não-drenada desses solos compactados, não saturados, através de ensaios triaxiais $K = \text{constante}$, permitiram estabelecer duas relações distintas. A primeira relaciona o parâmetro $(e\sqrt{s})_0$, inicial, com a resistência não-drenada. A segunda relaciona o parâmetro $(e\sqrt{s})_f$, na ruptura, com a resistência não-drenada.

Os solos utilizados, compactados ao longo da curva de compactação, quando submetidos à secagem ao ar, estabelecem relações entre $e\sqrt{s}$ e umidade, que dependem das condições iniciais de umidade de compactação.

Os resultados dos ensaios de laboratório realizados permitem prever a ordem de grandeza da influência de uma secagem prévia na resistência não-drenada. As previsões admitem, em primeira aproximação, que a relação $(e\sqrt{s})_0$ versus resistência independa do processo de secagem.

ABSTRACT

The undrained shear strength of compacted, unsaturated soils as determined triaxial tests with the relationship $K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \text{constant}$ lead to two realationships: the first related with the parameter $(e\sqrt{s})_0$ at the beginning of the test and the second with the same parameter $(e\sqrt{s})_f$ at failure.

The soils in this dissertation had optimum water contents (as defined by the Proctor Compaction Test) essentially equal to their Plastic Limits.

These, compacted at different water contents with the same compacting energy (Proctor Test), when air-dried establish relationships between the parameter $(e\sqrt{s})$ and water content. That depend upon the initial compacted condition. The laboratory test results allows us to forecast the order of magnitude of the influence of a previous drying up to the undrained shear strength. These forecasts assume, as a working hypothesis, that the relationship $(e\sqrt{s})_0$ vs. undrained shear strength is independent of the drying process.

I N D I C E

CAPÍTULO 1 - OBJETIVOS E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 - Objetivos

1.2 - Revisão Bibliográfica

1.2.1 - Introdução

1.2.2 - Fase Sólida

1.2.3 - Interação entre as Fases Sólida (fina) e Líquida

1.2.4 - Teorias de Compactação

1.2.4.1 - Proctor

1.2.4.2 - Hogentöglér

1.2.4.3 - Lambe

1.2.4.4 - Olson

1.2.5 - Comentários

1.2.6 - Estrutura

CAPÍTULO 2 - RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS $K = \text{CONSTANTE}$

2.1 - Introdução

2.2 - Ensaios de Caracterização

2.3 - Ensaios de Compactação

2.3.1 - Compactação Proctor Normal

2.3.2 - Compactação por Pisoteamento

2.4 - Ensaios Triaxiais $K = \text{Constante}$ (\overline{UUK})

2.4.1 - Introdução

2.4.2 - Ensaios Triaxiais Realizados

2.4.3 - Análise dos Resultados

2.4.3.1 - Curvas Tensão-Deformação
e Resistência Não-Drenada

2.4.3.2 - Parâmetro \bar{B}

2.4.3.3 - Pressão Efetiva

2.4.3.3.1 - Variação Volumétrica

2.4.3.3.2 - Trajetórias e Envoltórias de Pressões Efetivas

CAPÍTULO 3 - SECAGEM DE UM SOLO COMPACTADO

3.1 - Introdução

3.2 - Limite de Contração

3.3 - Algumas Características de Contração de Solos Compactados

3.4 - Variação Volumétrica Observada Durante a Secagem de Um Solo (CL) Compactado

3.4.1 - Ensaios Realizados

3.4.2 - Análise dos Resultados

3.4.2.1 - Trajetórias de Secagem

3.4.2.2.- Deformações Volumétricas

3.4.2.3 - Umidade de Contração

CAPÍTULO 4 - O PARÂMETRO $e\sqrt{s}$

4.1 - Introdução

4.2 - Evolução das Relações Envolvendo o Parâmetro $e\sqrt{s}$

4.3 - Relações Observadas Entre $e\sqrt{s}$ e Resistên-
cia Não-Drenada

4.4 - Relações Observadas Entre $e\sqrt{s}$ e Umidade
Durante o Processo de Secagem

CAPÍTULO 5 - PREVISÃO DA INFLUÊNCIA DA SECAGEM NA RE- SISTÊNCIA NÃO-DRENADA

5.1 - Introdução

5.2 - Estimativa da Influência da Secagem Pré-
via na Resistência Não-Drenada

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

6.1 - Conclusões

6.2 - Recomendações para Futuras Pesquisas

BIBLIOGRAFIA

NOTAÇÕES E CONVERSÃO DE UNIDADES

LISTA DE FIGURAS

ANEXO A - ENSAIOS TRIAXIAIS $K = \text{CONSTANTE}$

ANEXO B - ENSAIOS DE CONTRAÇÃO

ANEXO C - ESPAÇO $e\sqrt{s}$ VERSUS UMIDADE

CAPÍTULO 1 - OBJETIVOS E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 - OBJETIVOS

Esta dissertação objetiva a medição de resistência não-drenada de solos compactados, não saturados, ao longo da curva de compactação, através do ensaio triaxial $K = \text{constante}$.

Este trabalho visa estabelecer o comportamento do solo compactado quando submetido à secagem, tema este desenvolvido com o objetivo de detectar a influência de uma secagem prévia do solo, na sua resistência não-drenada. Esta secagem pode ocorrer tanto no laboratório durante a preparação do ensaio, quanto no campo durante e após sua compactação.

Os solos aqui utilizados são os das áreas de empréstimo da Barragem Palmar-Uruguai. O Aproveitamento Hidroelétrico localiza-se no Rio Negro, distando, aproximadamente, 300km a noroeste de Montevidéo. Tem capacidade de geração de 300 MW com 3 unidades geradoras e apresenta um vertedouro para descarga máxima de $19.000 \text{ m}^3/\text{s}$. O comprimento total da crista da barragem, na cota 45,50m é de 2.100m. A localização da Barragem, assim como as áreas de empréstimo são apresentadas na figura 1.1. O presente trabalho utiliza os solos das amostras 10,14 (margem direita, área D1), 15 (margem direita, área D2), 16 e 19 (margem esquerda, área E2). A figura 1.2 apresenta a seção geológica típica, de acordo com Martins e Lopes (81). A figura 1.3 apresenta o perfil geotécnico típico das áreas de empréstimo.

A resistência não-drenada de solos saturados, para

um mesmo tipo de ensaio, depende exclusivamente do índice de vazios no momento da ruptura. Cruz (63), (65), abordou o problema para os solos não saturados e chegou a conclusão que existe uma relação entre o parâmetro $e\sqrt{s}$ (onde e é o limite de vazios $e\sqrt{s}$ o grau de saturação) na ruptura e a resistência não-drenada q_f . Esta relação é linear num gráfico semi-logarítmico.

Este trabalho objetiva estabelecer as relações parâmetro $(e\sqrt{s})_0$, inicial, versus resistência não-drenada para os solos ora estudados. O trabalho visa, também, estabelecer as relações parâmetro $e\sqrt{s}$ versus umidade durante o processo de secagem. O presente trabalho pretende fazer previsões da influência da secagem prévia na resistência não-drenada, através das relações que consideram o parâmetro $e\sqrt{s}$.

A revisão bibliográfica, apresentada a seguir, enfocará os aspectos relevantes de um solo quando compactado. Os assuntos abordados nos capítulos que se seguem são os seguintes:

- Capítulo 2 - Resistência não-drenada através de ensaios triaxiais $K = \text{constante}$;
- Capítulo 3 - Secagem de um solo compactado;
- Capítulo 4 - Parâmetro $e\sqrt{s}$;
- Capítulo 5 - Previsão da influência da secagem na resistência não-drenada.

1.2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.2.1 - INTRODUÇÃO

A característica primária dos solos finos compactados foi estabelecida por Proctor (33) verificando uma variação de peso específico seco (γ_d) com a umidade de compactação (w_o). A curva de compactação, figura 1.4, possui dois ramos distintos em relação ao máximo valor de γ_d , cuja umidade correspondente denomina-se umidade ótima (w_{ot}).

O solo compactado no ramo úmido da curva possui grau de saturação elevado, fase líquida contínua e o ar em bolhas (ocluso). Já o solo compactado no ramo seco pode experimentar um decréscimo do grau de saturação com a diminuição da umidade de compactação. Segundo Barden (65) no ramo seco as interfaces líquida-gasosa e líquida-sólida são contínuas, visto que as partículas sólidas estão cobertas de água. Os diferentes graus de saturação no ramo seco da curva, levaram Barden (65) a considerar dois tipos de água intersticial. "Água morta" é a que cobre as partículas sólidas e a que é mantida solidária ao esqueleto devido ao fenômeno da tensão superficial. "Água livre" é a que flui devido à aplicação de um gradiente..

Marsal (79) define o solo no estado seco pelo intervalo $0 < w_o < w_s$, onde w_s representa o limite de contração do solo. Tal limite representa a umidade limite abaixo do qual a água intersticial não é suficiente para cobrir todas as superfícies sólidas.

Fredlund e Morgenstern (76), (77), Fredlund (79) con

sideram que a película contrátil (menisco) estabelece a principal distinção entre as condições saturada e não saturada do solo. Apoiados no trabalho de Davies e Riedal (63) que define fronteira entre fases homogêneas: como um filme de espessura característica e propriedades diferentes das fases contíguas e não como um simples "plano" geométrico, os referidos autores consideram o solo não saturado como sendo um sistema quadrifásico. Os autores entendem que um elemento de solo não saturado seja a interação de duas fases em equilíbrio (sólida e menisco) e duas fases que fluem (líquida e gasosa) sob a ação de um gradiente de pressão aplicado.

Os solos naturais apresentam uma distribuição granulométrica variada. Denomina-se fração gasosa do mesmo, a porcentagem retida na peneira 200 ($\phi = 0,0074\text{mm}$) e a fração fina a porcentagem que passa. Marsal (76) considera que um solo com pelo menos 30% de finos terá suas propriedades mecânicas governada por esta fração. Cruz (67) observa que um solo com cerca de 20% de partículas com diâmetro inferior a $2\text{ }\mu\text{m}$, poderá ter suas propriedades governadas pela argila.

1.2.2 - FASE SÓLIDA

A forma, tamanho, composição mineralógica distinguem os elementos constituintes da fase sólida dos solos. Os grãos da fração grossa são constituídos de fragmentos de rocha ou grãos minerais predominantes na rocha matriz. O comportamento da associação de tais grãos pode ser visto nos trabalhos de Bishop e Eldin (50); Lee e Seed (67); Seed e Lee (67); Lambe e Whitman (69) entre outros. O mineral mais comum nos solos granulares é o quartzo com pequena presença de feldspato e mica.

A fração fina dos solos inclui, também, predominantemente, partículas de minerais argílicos. As partículas de argila possuem diâmetro nominal $<2\mu\text{m}$ e formas plana, circular ou helicoidal, produto da associação de diversas células unitárias e influência da substituição isomórfica. A célula unitária é o resultado da associação de diversas unidades estruturais básicas (tetraedro de sílico e octaedros de alumínio - gibsita e magnésio - brucita). A substituição isomórfica é a substituição do cation característico da célula unitária por outro cation a volume constante. Esta troca catiônica confere às partículas de argila uma deficiência de carga positiva.

As principais características dos minerais argílicos podem ser vistas em Mitchell (76).

Entende-se por superfície específica de um sólido a relação entre sua área total e sua massa. A diferença entre superfícies específicas, aproximadamente, $5 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{g}$ em areias e 10 a $800 \text{ m}^2/\text{g}$ em argilas, como também a carga elétrica negativa das partículas de argila, permitem caracterizar estas últimas como materiais ativos e as areias como materiais inertes.

1.2.3 - INTERAÇÃO ENTRE AS FASES SÓLIDA (FINA) E LÍQUIDA

A interação argila-água é notória, visto que, é necessário secar a 100°C , amostras de solos argilosos para determinação de sua umidade. Cinco tipos de possíveis interações argila-água, podem ser vistas em Mitchell (76). Entretanto, segundo o citado autor, a natureza da interação água-solo e interpretação de suas consequências não são claras.

A teoria da dupla-camada difusa foi utilizada por Lambe (58) para explicar diferentes tipos de estruturas, ao longo da curva de compactação. Entende-se por dupla-camada difusa a superfície negativa das partículas de argila e a carga uniformemente distribuída ao longo desta superfície quando em contato com a água. A deficiência de carga positiva atrai cations para superfície da partícula de argila, visando sua neutralização. O contato da partícula de argila com água, tende a provocar o afastamento dos cations neutralizantes da superfície de partícula. A carga negativa da partícula de argila, opõe-se a esta tendência. A espessura da dupla camada, segundo a teoria de Gouy-Chapman, é definida como sendo:

$$x = \left[\frac{DKT}{8\pi n_0 v e^2} \right]^{1/2}$$

onde: (D) constante dielétrica; (K) constante de Boltzmann; (T) temperatura; (n_0) concentração eletrolítica inicial; (v) valência dos cations; (e) carga elétrica. O desenvolvimento da dupla-camada estabelece um potencial eletronegativo, gerado pela partícula de argila, cuja intensidade diminui com o afastamento da superfície negativa.

A aproximação de partículas de argila, promove interações entre duplas-camadas. O resultado é um esforço de repulsão que segundo Mitchell (76) depende da concentração eletrolítica, valência do cation, temperatura, constante dielétrica e pH do meio.

Os bordos das partículas de argila (desprezados na teoria da dupla camada) podem ser eletricamente positivos. A interação entre campos elétricos, opostamente carregados, pode contribuir para a atração entre partículas. Entretanto, as forças de Van der Waals são consideradas como a causa mais im

portante de atração entre partículas. Entende-se por forças de Van der Waals, forças que atuam em todas as unidades de matéria, resultado da influência mútua do movimento de elétrons entre átomos. Lambe (60) considera que as forças de atração são insensíveis às características do meio. Já Mitchell (76), observa que as mesmas são influenciadas pela constante dielétrica do meio.

A intenção entre partículas de argila depende da intensidade das forças de repulsão e atração desenvolvidas. O resultado será uma suspensão estável quando as forças de repulsão suplantam as de atração, impedindo, assim, a aproximação das partículas. No caso contrário, o resultado será uma floculação estável. As considerações anteriores parecem indicar que as características do meio exercem uma influência bem maior na intensidade das forças repulsivas do que na intensidade das forças atrativas.

1.2.4 - TEORIAS DE COMPACTAÇÃO

A variação do peso específico seco com a umidade ao longo da curva de compactação, permitiu a formulação de teorias com enfoques distintos, ou sejam:

1.2.4.1 - PROCTOR (1933)

A umidade de compactação pode provocar os seguintes fenômenos:

- capilaridade - a água em solos compactados no ramo seco, envolve as partículas do solo tal como um

filme e este filme é agregado às partículas devido a tensão superficial. A força de capilaridade faz com que as partículas se aproximem, resultando uma elevada resistência às forças de atrito, entre partículas.

- lubrificação - o aumento da quantidade de água intersticial reduz a resistência intergranular ao atrito, reduzindo a resistência ao cisalhamento. A redução de resistência ao cisalhamento provoca um aumento de peso específico seco visto que a lubrificação permite maior movimento entre partículas durante a compactação.

1.2.4.2 - HOGENTÖGLER (1936)

O autor considerou que as partículas do solo são separadas no contato por uma "água" viscosa. A interação partícula água resulta numa "água" altamente coesiva junto a superfície da partícula cuja coesividade diminui com a distância a esta superfície. De acordo com a teoria para baixos teores de umidade, esta alta viscosidade da água representa uma alta resistência ao cisalhamento e um baixo valor de peso específico seco. Aumentando a umidade, a camada de "água" viscosa torna-se mais espessa e menos coesiva, ou seja, diminui a resistência ao cisalhamento aumentando o peso específico seco. O aumento da camada coesiva não é ilimitado e a redução da viscosidade verifica-se até um certo teor de umidade a partir do qual o aumento do teor de umidade resulta na lubrificação entre partículas. A máxima influência da lubrificação corresponde ao máximo peso específico seco. O aumento do teor de umida

de a partir da umidade ótima resulta num deslocamento das partículas sólidas causada pela água e consequente redução do peso específico seco.

1.2.4.3 - LAMBE (1958)

A teoria de compactação apresentada pelo autor, explica a forma da curva de compactação através de potenciais desenvolvidos devido às interações entre duplas camadas. Este assunto é abordado no item 1.2.3. O modelo de variação de estruturas ao longo da curva de compactação é apresentado na figura 1.4.

Um baixo teor de umidade, provoca uma elevada concentração eletrolítica do meio, consequentemente uma pequena espessura de dupla camada. Uma pequena espessura de dupla camada representa um baixo potencial eletronegativo. Um baixo potencial eletronegativo corresponde a uma baixa intensidade de forças repulsivas. Este fato acarreta que a resultante das forças atrativas menos forças repulsivas seja elevado, favorecendo a floculação dos colóides e implicando num baixo valor de peso específico seco.

O aumento do teor de umidade reduz a concentração eletrolítica, aumenta a espessura da dupla camada, aumentando assim a intensidade das forças repulsivas. A diminuição da intensidade da resultante (A-R) aumenta o grau de parâlelismo entre partículas, diminuindo assim o índice de vazios (aumentando γ_d) até a umidade ótima.

O aumento do teor de umidade, a partir da umidade ótima, reduz a concentração eletrolítica, diminui ainda mais

a intensidade da resultante (A-R), provoca um aumento mais acentuado do grau de paralelismo, aumenta o índice de vazios, caracterizando assim uma estrutura mais dispersa. Segundo o citado autor, a densidade reduz-se a partir da umidade ótima devido o aumento da quantidade de água à saturação constante, que diminui a concentração de partículas sólidas por unidade de volume.

Lambe (58) considera também que o aumento da energia de compactação aumenta o grau de paralelismo entre partículas diminuindo o índice de vazios embora tal diminuição seja mais intensa no ramo seco da curva de compactação.

1.2.4.4 - OLSON (1963)

A teoria proposta pelo autor considera que a resistência do solo à compactação resulta das tensões de cisalhamento desenvolvidos nos pontos de contato entre partículas. Apoiado nas equações de Bishop (59): $\bar{\sigma} = \sigma - u_a + x(u_a - u_w)$ para solos não saturado e na equação de Skempton (54):

$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$ o autor analisa a variação do peso específico ao longo da curva de compactação considerando, também, a variação do mesmo durante o processo de compactação.

A variação do peso específico com a umidade de compactação no ramo seco da curva de compactação é explicada pelo autor como se segue. O solo no estado fôfo possui uma resistência ao cisalhamento baixa. A aplicação da pressão de compactação, inicialmente, pode suplantear a resistência ao cisalhamento dos contatos promovendo uma redução do índice de vazios. Simultaneamente, tanto a pressão total quanto a pres-

são da água intersticial aumentam. Entretanto, sendo o solo não saturado, $B < 1$; $x < 1$, verifica-se o aumento da pressão efetiva, logo a diminuição do índice de vazios diminui com o número de golpes aplicado. De acordo com o autor, ao longo do ramo seco da curva de compactação o aumento da umidade promove uma maior pressão na água devido aos golpes iniciais, conseqüentemente, uma maior redução de índice de vazios com número de golpes aplicados e menor resistência ao cisalhamento.

A variação do peso específico com a umidade a partir da umidade ótima foi explicada pelo autor simplesmente considerando o solo pré-adensado que submetido a um carregamento externo desenvolve pressões neutras negativas a grandes deformações (tendência a expandir-se sob tensões cisalhantes aplicadas). A pressão neutra negativa confere ao solo resistência à penetração do compactador. (no caso em questão, pisoteamento).

1.2.5 - COMENTÁRIOS

As teorias de compactação de Proctor (33) baseada no efeito capilar e lubrificação, de Hogentöglér (36) baseada no efeito da viscosidade da água absorvida, de Lambe (58) baseada no efeito da dupla camada difusa e de Olson (63) baseada no conceito de pressão efetiva, parecem que se completam quando explicam a forma da curva de compactação ao longo do seu ramo seco. Entretanto, a teoria de Lambe parece explicar o comportamento da curva no ramo úmido com maior consistência.

A linha da presente revisão aceita a teoria de Lambe

(58) para explicar a forma da curva de compactação. Contudo, aquele autor ressalta que a magnitude da variação da estrutura com a umidade de compactação depende do tipo de solos. Lembra ele que alguns solos quando compactados podem possuir estrutura dispersa mesmo no ramo seco ou estruturas floculados mesmo no ramo úmido.

Mitchell (76) observa que a mais importante consideração na formação da estrutura dos solos compactados é se o método de compactação induz ou não deformações cisalhantes. Se o elemento de compactação não penetra no solo, como normalmente ocorre no ramo seco, deve-se verificar um alinhamento geral de partículas ou grupos de partículas ao longo de planos horizontais. Para umidades acima da ótima, o esforço de compactação pode ser tal, que o elemento de compactação penetre na superfície do solo. Esta penetração deve-se à ruptura do solo abaixo da superfície de contato. Isto acarreta o alinhamento das partículas ao longo das superfícies de ruptura.

As considerações acima mostram que deve-se acrescentar o tipo de solo, tipo e energia de compactação à teoria de Lambe (58) para explicar a forma da curva de compactação. Aliás, um trabalho de Lee e Sued Kamp (72) mostra que em certos tipos de solo a curva de compactação apresenta mais de um pico.

A seguir, apresenta-se algumas considerações sobre a estrutura de solos compactados porque a mesma pode representar uma variável para os assuntos abordados nos capítulos 2 e 3, ou sejam, resistência não-drenada e secagem de amostras compactadas com a mesma energia de compactação, porém, com diversas umidades.

1.2.6 - ESTRUTURA

Estrutura é uma propriedade do solo responsável por sua integridade. Nela inclui-se a composição mineralógica, propriedades elétricas das partículas, forma, tamanho e arranjo das mesmas; tamanho, forma e distribuição dos poros; natureza e propriedades das fases sólida, líquida e gasosa; forças de interação entre tais fases, Alvarenga (77).

Estrutura significa o arranjo das partículas sólidas e as forças elétricas entre partículas adjacentes, Lambe (58).

Barden e Sides (70) observaram diferenças entre estruturas de amostras compactadas nos ramos seco e úmido a nível de macro-estrutura (ampliação de 110 vezes). Já a nível de micro-estrutura (ampliação de 9.500 vezes) o autor não notou diferenças sensíveis entre estruturas.

Silveira (79) mostra sensíveis diferenças entre estruturas compactadas no ramo seco e no ramo úmido para níveis de ampliação de 550, 2.200 e 5.500 vezes. O referido trabalho mostra também uma estrutura bastante floculada de uma amostra compactada no ramo seco, observada num nível de ampliação de 11.000 vezes.

Sides e Barden (71) e Barden e Sides (71) consideram que do ponto de vista microscópico as individualidades que se agrupam são partículas de argila, que podem resultar os seguintes tipos:

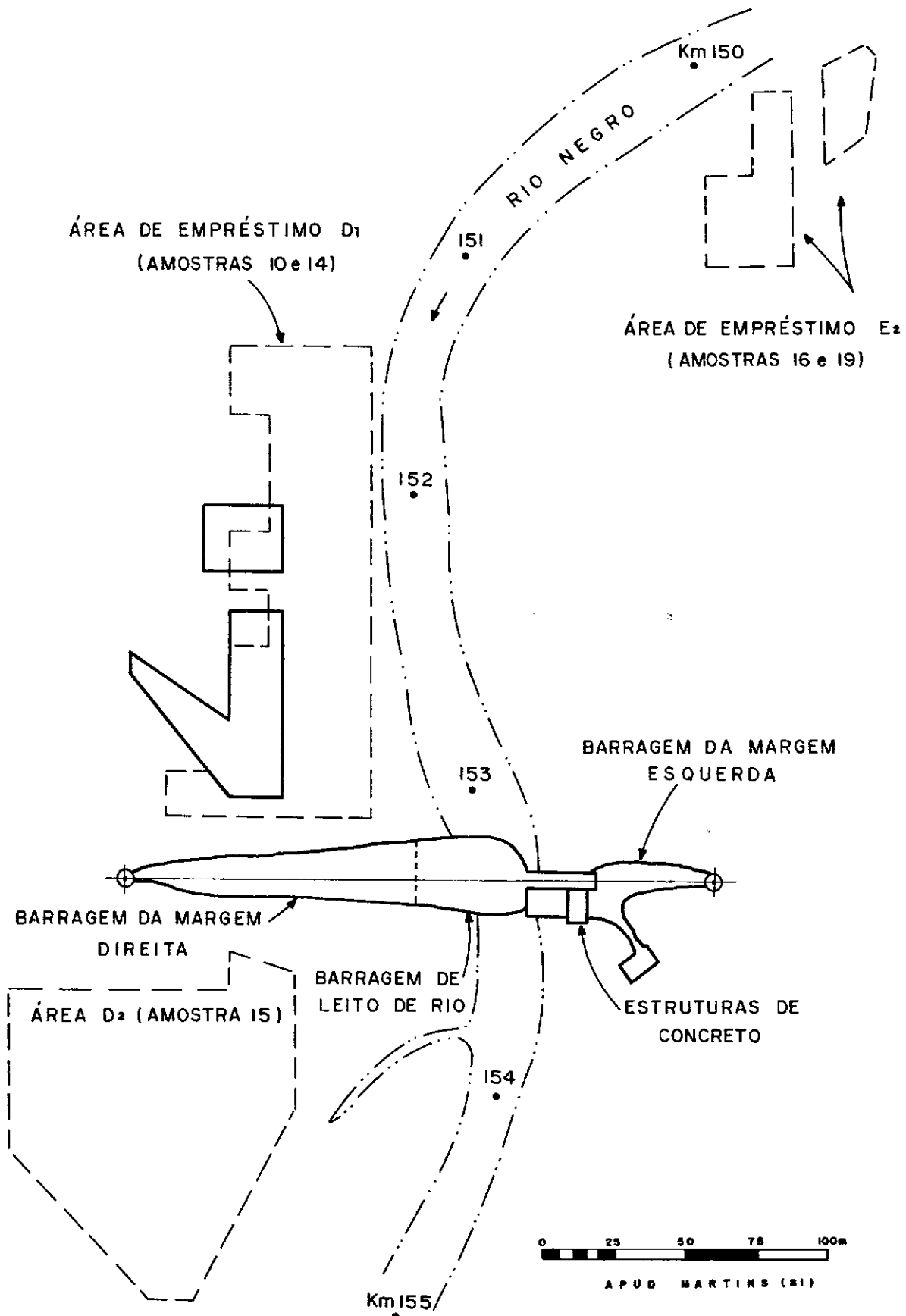
- a) estrutura floculada: estrutura aberta envolvendo arranjos bordo-face, bordo-bordo, como mostra a figura 1.5.a;

b) estrutura dispersa: estrutura fechada envolvendo arranjos face-face, como mostra a figura 1.5.b.

Do ponto de vista macroscópico, os autores consideram que as individualidades que se agrupam são os aglomerados. Os aglomerados podem ser formados por domínios (conjunto de partículas individuais de argila) separados por superfícies de descontinuidades como fendas, vazios ou fissuras.

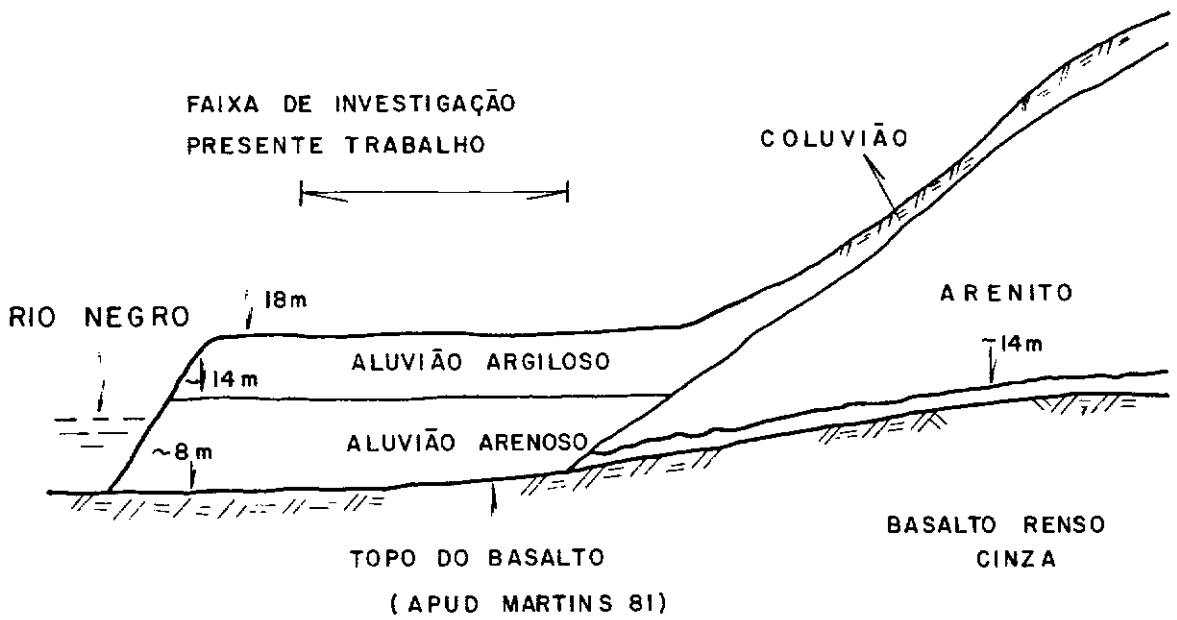
Barden (72) considera que a estrutura tipo floculação salina seja a que melhor configure as estruturas floculadas. As estruturas apresentadas por Aylmore e Quick (68) são as que melhor representam as estruturas dispersas. Tais modelos, são apresentados na figura 1.5.

A estrutura dos solos compactados está associada a umidade e método de compactação, como atestam Whitman (60) e Seed e outros (60). A figura 1.6 permite identificar que as amostras compactadas no ramo seco são mais resistentes que as amostras compactadas no ramo úmido. O método de compactação pouco influencia a resistência das amostras compactadas no ramo seco, além disto, esta resistência é quase toda mobilizada a pequenas deformações. A gama de deformações impostas pela compactação por pisoteamento é maior que a imposta pelos demais métodos em amostras compactadas no ramo úmido.



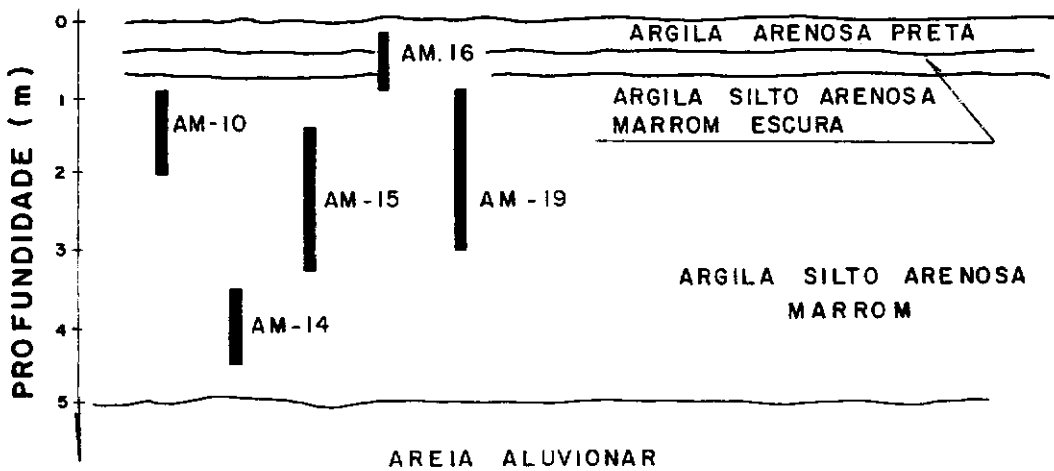
BARRAGEM PALMAR

FIG. 1.1



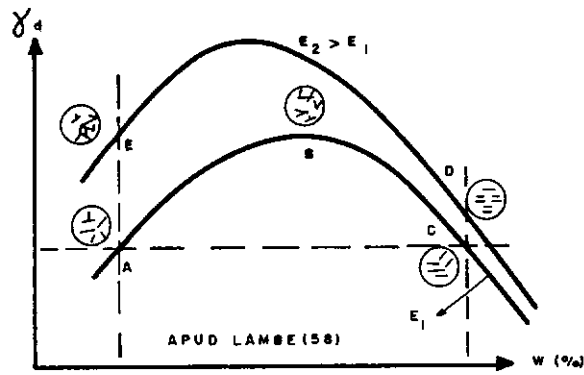
SEÇÃO GEOLÓGICA TÍPICA

FIG.1.2



PERFIL GEOTÉCNICO TÍPICO

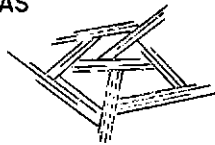
FIG.1.3



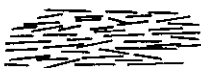
CURVA DE COMPACTAÇÃO

FIG. 1.4

a) ESTRUTURAS FLOCULADAS

(a) FLOCULAÇÃO
NÃO SALINA(b) FLOCULAÇÃO
SALINA(c) FAVO DE MEL
(CASAGRANDE 32)

b) ESTRUTURAS DISPERSAS



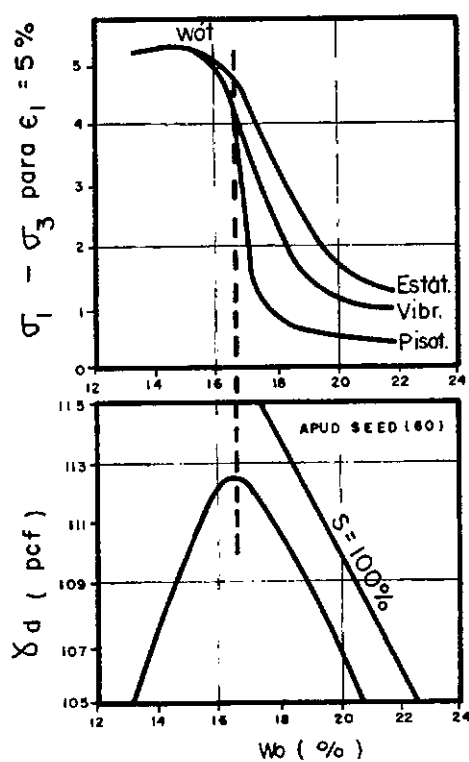
(d) DISPERSA

(e) DISPERSA
AYLMORE (68)(f) ORIENTAÇÃO
PERFEITA (SMART 67)

(APUD SIDES (71) e BARDEN (71))

MODELOS DE ESTRUTURA

FIG. 1.5



INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE COMPACTAÇÃO
NA RESISTÊNCIA MOBILIZADA

CAPÍTULO 2

RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS

 $K = \text{CONSTANTE } (\overline{UUK})$

CAPÍTULO 2 - RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS $K = \text{CONSTANTE}$ (\overline{UUK})

2.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta medições de resistência não drenada através do ensaio triaxial $K = \text{constante}$. Esta denominação foi dada por Cruz (63), (67) ao ensaio triaxial não-adensado, não-drenado onde as tensões principais σ_1 e σ_3 são aumentadas durante a sua realização segundo uma razão única $K = \sigma_3/\sigma_1$. Casagrande (60) batizou este tipo de ensaio como P.N. (pressões confinantes não hidrostáticas). Jambu (67) denomina este tipo de ensaio de "UU com K constante". O presente identifica-se com a denominação de Cruz (63), (67) e propõe também a sigla \overline{UUK} para a identificação do ensaio em questão.

Os solos da presente investigação, quando compactados, apresentam umidades ótima de Proctor praticamente iguais aos respectivos limites de plasticidade. A maior parte dos resultados, a seguir apresentados, foram extraídos dos relatórios 1; 2; 3; 4 e 5 do projeto COPPETEC/UFRJ 1548/77, denominado "Aproveitamento Hidroelétrico de Palmar - Uruguai". Este projeto foi realizado segundo contrato entre a referida entidade, Engevix S.A. e Mendes Junior S.A.

2.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A figura 2.1 apresenta as curvas granulométricas das amostras 10, 14, 15, 16 e 19, a partir das quais foram realizados os ensaios de compactação, triaxiais $K = \text{constante}$ e en-

saio de contração (escopo do capítulo 3). A tabela 2.1 apresenta os resultados de caracterização das referidas amostras.

As figuras 2.2 e 2.3 apresentam os ensaios segundo os gráficos de plasticidade (I_p versus W_p) e I_p versus fração de argila. As figuras apresentam, também, os resultados de outras amostras que foram submetidas apenas a ensaios de caracterização. Estas amostras receberam a denominação S.P. (solo Palmar). Nas referidas figuras indicaram-se ainda para efeitos comparativos as tendências dos solos estudados por Cruz (67), (69) na região Centro-Sul do Brasil. De acordo com estas tendências os solos, objeto do presente trabalho, se enquadrariam entre os solos de arenito (IB), coluviais (VI) e de siltitos (IIIA).

2.3 - ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

2.3.1 - COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL

As figuras 2.4 a 2.8 apresentam os resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal (MB-33) realizados nas amostras 10, 14, 15, 16 e 19.

As relações limite de liquidez, limite de plasticidade e umidade ótima de Proctor Normal versus peso específico aparente seco máximo das referidas amostras são apresentadas na figura 2.9. Pode-se verificar que os valores de limite de plasticidade e umidade ótima de Proctor são praticamente coincidentes sendo que as amostras 14 e 16 apresentam valores de umidade ótima (20,5% e 17,0%) até mesmo superior aos respectivos limites de plasticidade. Esta proximidade de valores difere da

característica dos solos estudados por Cruz (67), (69) situados na mesma faixa de peso específico seco máximo.

A referida figura mostra também as características de quatro solos estudados por Marsal (79) que são abordados nos capítulos 3 e 5.

A figura 2.10 apresenta as relações entre peso específico aparente seco máximo e umidade ótima de Proctor dos solos do presente trabalho. Pode se verificar que os mesmos situam-se na faixa dos solos coluviais de arenito e basalto estudados por Cruz (69).

2.3.2 - COMPACTAÇÃO POR PISOTEAMENTO

A especificação geral dos ensaios recomendava que os corpos-de-prova compactados por pisoteamento deveriam estabelecer curvas correspondentes à do ensaio Proctor Normal, sendo as mesmas ajustadas às condições de umidade ótima do referido ensaio. A energia de compactação por pisoteamento estabelecida desta maneira resulta numa curva um pouco deslocada da de Proctor no sentido de um grau de saturação mais elevado, como mostram Casagrande e Hirschfeld (60), Castro (75) e Pinto e outros (70).

Os corpos-de-prova submetidos a ensaios triaxiais K = constante foram compactados por pisoteamento aplicando-se 10 vezes a força de 15 kg/f através de um pisoteador de 1,25 cm de diâmetro cada uma das 5 camadas de solo acondicionadas num molde de 3,6 cm de diâmetro e 90 cm³ de volume. As características iniciais dos corpos-de-prova são apresentadas nas figuras 2.4 a 2.9.

Esta metodologia difere da característica dos solos estudados por Cruz (67), (69) que consiste na aplicação de 18 kg/f, 25 vezes em cada uma das 5 camadas do corpo-de-prova. Esta última metodologia quando utilizada no solo do presente trabalho conferia aos corpos-de-prova uma densidade bem superior à de Proctor quando os mesmos eram moldados na umidade ótima deste ensaio conforme relatam os relatórios 3 e 5, COPPETEC (1548/77).

2.4 - ENSAIOS TRIAXIAIS $K = \text{CONSTANTE}$ (\overline{UUK})

2.4.1 - INTRODUÇÃO

O ensaio triaxial não-adensado, não-drenado onde as tensões σ_1 e σ_3 são aumentadas durante sua realização segundo uma razão $K = \sigma_3/\sigma_1 = \text{constante}$ é uma tentativa de reprodução em laboratório do estado de tensões que possivelmente se verifica num elemento de solo a uma profundidade z , durante a construção de um maciço de terra compactado.

Bishop (52) mostrou que em uma barragem de terra homogênea, com talude 1:3 a tensão principal maior (σ_1) varia entre 0,8 e 1,2 ($\gamma \cdot z$) sendo no eixo vertical próxima a 0,9 ($\gamma \cdot z$) onde γ é o peso específico úmido. Por isso, os valores da tensão principal σ_1 desenvolvidos nos ensaios $K = \text{constante}$ podem ser tomados, com boa aproximação, iguais aos valores da tensão vertical σ_v que atua num elemento de um maciço de terra, o que simplifica bastante a análise da estabilidade do maciço.

O valor de $K = \sigma_3/\sigma_1$ depende das grandezas das pres

sões verticais, tipo e umidade de compactação. Entretanto, este valor deve ser ligeiramente inferior ao valor de K_0 (coeficiente de empuxo no repouso).

Cruz (64) recomenda valores de K iguais a 0,4, 0,5 e 0,6 para os solos arenosos e 0,5, 0,6 e 0,7 para solos argilosos.

2.4.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS

Os resultados dos 37 ensaios realizados nos corpos-de-prova das amostras 10, 14, 15, 16 e 19 são apresentados segundo as curvas tensão desvio (q) versus deformação axial específica (ϵ_1), deformação volumétrica específica (ϵ_v) versus (ϵ_1); parâmetro \bar{B} versus tensão axial principal (σ_1) versus (ϵ_1); trajetórias e envoltória de pressão efetiva (calculadas a partir da pressão desenvolvida na água dos poros), como mostram as figuras 2.11 a 2.25.

As tabelas 2.2 a 2.5 fornecem maiores características sobre os provetes ensaiados. Nestas tabelas constam também os valores de $K = \sigma_3/\sigma_1 = (0,5 \text{ ou } 0,6)$ considerados durante os ensaios. O Anexo I aborda com mais profundidade a metodologia do ensaio em questão.

As setas indicando um certo valor de pressão principal menor (σ_3) representam o valor a partir da qual continuou-se o ensaio aumentando-se apenas a tensão principal maior (σ_1), como por exemplo mostra a figura 2.14.

Os círculos que aparecem envolvendo certos pontos das curvas \bar{B} versus σ_1 e trajetórias de pressão efetiva (ponto de rupturas) indicam que tais resultados distanciaram-se dos esperados, como por exemplo mostram as figuras 2.12 e 2.13.

2.4.3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

2.4.3.1 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

O comportamento tensão-deformação dos solos do presente trabalho é abordado segundo as curvas tensão desvio (q) e tensão axial principal (σ_1) versus deformação axial específica (ϵ_1). A primeira configuração objetiva a determinação de resistência não-drenada e a segunda mostrar o efeito da tensão axial principal maior.

Os resultados dos ensaios apresentados nas figuras 2.11/2.12, 2.14/2.15, 2.17/2.18, 2.20/2.21 e 2.23/2.24 evidenciam que a resistência não-drenada diminui com o aumento da umidade de compactação. Mostram, também, que o Módulo de Elasticidade Equivalente ($M = \Delta\sigma_1/\Delta\epsilon_1$) diminui com o aumento da umidade de compactação. Janbu (67) denomina esta razão de Módulo de Compressão não-Drenada. O comportamento tensão-deformação dos solos do presente trabalho é praticamente linear, até deformações axiais iguais a 1%. Os solos estudados por Cruz (67), (69) apresentavam comportamento praticamente linear até deformações próximas a 5%.

O quadro II.I apresenta os valores de M dos solos do presente trabalho. Os valores de M foram definidos para $\epsilon_1 = 1\%$ de acordo com as considerações anteriores. Apresenta, também, o quadro, os valores de M_s (secante) definido pela razão σ_1/ϵ_1 , onde $\epsilon_1 = 5\%$ e a tensão principal nesta deformação.

Amostra	W_{ot} (%)	$M - (kgf/cm^2)$ $\epsilon = 1\%$		$M_s \epsilon = 5\%$ (kgf/cm^2) W_{ot}
		$(W_{ot} - 2\%)$ a $(W_{ot} + 2\%)$	W_{ot}	
10	20,5	256 a 160	210	94
14	20,3	260 a 100	160	82
15	18	220 a 190	200	76
16	17	260 a 140	180	74
18	19	220 a 130	180	60

QUADRO II.I - MÓDULO DE ELASTICIDADE EQUIVALENTE

Os valores de M_s dos solos do presente trabalho chegam a ser menores que a metade dos valores de M , quando computados na umidade ótima. Para os solos estudados por Cruz (69) estes valores são praticamente coincidentes.

A influência do valor de $K = \sigma_3/\sigma_1$, no comportamento tensão-deformação, pode ser vista nos trabalhos de Guimarães (78) e Janbu (67). Os resultados apresentados nos trabalhos mostram que o aumento do valor de K provoca um aumento de Módulo de Elasticidade Equivalente. Nas cinco séries do presente trabalho, em apenas um caso (amostra 15) foram realizados ensaios com valores de K diferentes (0,5 e 0,6). Através da figura 2.18 pode-se verificar que o c.p. 5 ($W = 18,84\%$; $K = 0,6$) apresentou um valor de $M = 220 \text{ kgf/cm}^2$, superior ao

c.p. 4 ($W = 18,04\%$; $K = 0,5$), que forneceu um valor de $M = 200 \text{ kgf/cm}^2$. Verifica-se que a influência do valor de K foi pequena para o solo do presente trabalho, quando comparada com as registradas pelos citados autores. Os valores de Guimarães (78) foram, ($M = 125 \text{ kgf/cm}^2$; $K = 0,4$), ($M = 200 \text{ kgf/cm}^2$; $K = 0,5$), ($M = 500 \text{ kgf/cm}^2$; $K = 0,8$) e ($M = 1.000 \text{ kgf/cm}^2$; $K = 1$), para corpos-de-prova moldados com umidades próximas. Os valores de Janbu (67) foram ($M = 650 \text{ kgf/cm}^2$; $K = 0,75$) e ($M = 850 \text{ kgf/cm}^2$; $K = 0,85$). É evidente que seriam precisos mais ensaios em outros valores de K para podermos aquilatar melhor esta influência para os solos do presente trabalho.

A figura 2.26 apresenta os valores de resistência não-drenada dos corpos-de-prova das cinco amostras de solo, quando moldados na umidade ótima. A média da resistência não-drenada dos solos ora estudados é de $1,24 \text{ kgf/cm}^2$. Este valor é inferior ao valor médio, $3,0 \text{ kgf/cm}^2$ dos solos estudados por Cruz (69), também mostrados na figura 2.26, na mesma faixa de umidades ótima. Este resultado deve estar ligado ao fato da umidade ótima neste solo estar muito próxima (ou coincidente) do limite de plasticidade, o que o leva a ter um comportamento mais plástico. Os valores de resistência não-drenada ao longo da curva de compactação serão objeto de análise do capítulo 4.

2.4.3.2 - PARÂMETRO \bar{B}

O desenvolvimento da pressão da água intersticial é abordada neste trabalho através do parâmetro $\bar{B} = u_w / \sigma_1$ apresentado por Cruz e Massad (66), denominação dada ao parâmetro r_u de Bishop e Bjerrum (60-A) quando $\sigma_1 = \gamma \cdot z$.

As medições do referido parâmetro através de ensaios triaxiais $K = \text{constante}$ nos revelam que o mesmo depende do tipo de solo, umidade de compactação conforme mostra a figura 2.27, independentemente, porém, do valor de $K = \sigma_3/\sigma_1$.

Casagrande e Hirschfeld (60) confirmaram também que o valor K pouco influencia a relação u_w versus σ_1 .

A partir das figuras 2.12, 2.15, 2.21 e 2.24 pode-se verificar que o aumento do nível de carregamento provoca um aumento de parâmetro \bar{B} , característica esta da curva do tipo III, da figura 2.27.

O quadro II.2 apresenta os valores de \bar{B} nas umidades $W_{ot} - 1\%$, W_{ot} e $W_{ot} + 1\%$ das amostras 10, 14, 15, 16 e 19. Os valores de \bar{B} na umidade ótima também são apresentados na figura 2.27. Tais valores de \bar{B} representam a média dos valores observados na faixa $2 \leq \sigma \leq 4$ (kgf/cm²).

Amostra	W_{ot} (%)	$< 2\mu$ (%)	\bar{B} (%)		
			$W_{ot} - 1\%$	W_{ot}	$W_{ot} + 1\%$
10	20,5	40	28	40	47
14	20.3	31	22	32	41
15	18	24	10	27	35
16	17	23	14	28	35
19	19	26	12	27	40

QUADRO II.2 - PARÂMETRO \bar{B}

Os resultados do quadro II.2 mostram que os valores percentuais de \bar{B} na umidade ótima são maiores que os valores, em percentagem, desta umidade. Entretanto, estes valores não evidenciam uma influência sensível da umidade ótima no parâmetro \bar{B} . Por exemplo, a diferença entre umidades ótimas das amostras 19 e 16 é de 2% e a diferença entre parâmetros \bar{B} é de 1%. A diferença entre umidades ótimas das amostras 19 e 10 é de 1,5% e a diferença entre parâmetros \bar{B} é de 13%. Por outro lado, para os solos do presente trabalho, verifica-se uma marcante influência da fração de argila no parâmetro \bar{B} (na umidade ótima). As amostras 15, 16 e 19 possuem fração de argila média de 24% e parâmetro \bar{B} de 27%. A amostra 10 possui fração de argila de 40% e \bar{B} de 40%. A amostra 14 possui fração de argila de 31% e \bar{B} de 32%. Os resultados dos solos do presente trabalho mostram que um aumento de fração de argila provocava maior aumento do parâmetro \bar{B} que um aumento de umidade ótima.

Os valores de \bar{B}_{ot} dos solos do presente trabalho situam-se na faixa de 27% a 40%. Os valores de umidade ótima situam-se na faixa de 17% a 20,5% e os valores de fração de argila na faixa de 23% a 40%. Os solos de Cruz (67), (69) situados na mesma faixa de umidade ótima apresentam \bar{B}_{ot} na faixa 7% a 23% e na mesma faixa de fração de argila apresentam \bar{B}_{ot} na faixa de 5% a 20%, ou seja, os solos do presente trabalho apresentam valores de \bar{B}_{ot} superiores aos solos de Cruz (67). Isto pode explicar o fato dos valores de resistência não-drenada situarem-se abaixo dos valores dos solos do citado autor conforme comentado no item 2.4.3.1.

2.4.3.3 - PRESSÃO EFETIVA

O quadro II.3 apresenta diversas equações de pressão efetiva, formuladas com o objetivo de traduzir o estado de tensão que se verifica num elemento de solo não saturado.

Referência	Expressão	Observação
CRONEY (53)	$\bar{\sigma} = \sigma - B' \cdot u_w$	B' - contribuição da pressão neutra negativa
BISHOP (59)	$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + x (u_a - u_w)$	x - função do grau de saturação
SKEMPTON (60)	$\bar{\sigma} = \sigma - \left(1 - \frac{a \cdot \tan \psi}{\tan \phi}\right) \cdot S_x \cdot u_w$ $\bar{\sigma} = \sigma - \left(1 - \frac{C_s}{C}\right) \cdot S_x \cdot u_w$ $S_x = 1 + (1 - x) \frac{u_a - u_w}{u_w}$	<p>ψ - ângulo de atrito e C_s, compressibilidade das partículas sólidas</p> <p>$\bar{\sigma}$ e \bar{c}, idem material poroso</p> <p>x - função do grau de saturação</p>
JENNINGS (60)	$\bar{\sigma} = \sigma + B p''$	<p>p'' - pressão na água (-)</p> <p>B - proporção de água</p>
AITCHISON (60)	$\bar{\sigma} = \sigma + \psi p''$ $x = S_r + \sum_0^{p''} 0,3 p'' \Delta S_r$	<p>p'' - pressão na água (-)</p> <p>ψ - função da saturação</p>
RICHARD (66)	$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + x_m (h_m + u_a) +$ $x_s (h_s + u_a)$	<p>x - parâmetro de pressão efetiva</p> <p>h - sucção</p>
CRUZ (67)	$\bar{\sigma} = (R - A)/A + C_c \text{ - argilas}$ $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_s + \bar{\sigma}_z \text{ - areias}$	<p>$\bar{\sigma}_s$ - p. intergranular</p> <p>$\bar{\sigma}_I$ - p. de entrosamento</p>
FREDLUND (78)	$\tau = \bar{c} + (\sigma - u_w) \tan \phi' +$ $(u_a - u_w) \tan \phi''$	considera A quarta fase (menisco)

QUADRO II.3 - EXPRESSÕES DE PRESSÃO EFETIVA PARA SOLOS NÃO SATURADOS

Bishop e outros (60) mostram que a envoltória de pressão efetiva, quando calculada considerando apenas a pressão da água revela um valor baixo de coesão, que pode ser até negativo. Quando se considera apenas a pressão do ar, obtém-se um valor elevado desta coesão. Os citados autores propõem a equação $\bar{\sigma} = \sigma - u_a + x (u_a - u_w)$ (ver quadro II.3). Os valores, de Bishop e outros (60), do parâmetro X, apresentado em função do grau de saturação, mostram que o mesmo depende do tipo de solo, assim como da envoltória do solo quando saturado. Para os quatro solos estudados pelo autor, apenas um apresentou variação de X com S de acordo com a formulação de Aitchison (60), também mostrada no quadro II.3.

Jennings e Burland (62) mostrou que o princípio de pressão efetiva baseado na equação de Bishop (59) só é válido para graus de saturação acima do grau de saturação crítico. Segundo os autores, para solos granulares este grau de saturação crítico é de cerca de 20%, para os siltes 50% e, para solos argilosos cerca de 90%.

Bishop e Blight (63) mostram novamente que o parâmetro X depende do tipo de solo e acrescentam que uma variação de $(u_a - u_w)$ acarreta sempre uma variação de X.

Donald (63) observou maior variação de coesão do que ângulo de atrito, quando tais parâmetros foram avaliados considerando a pressão do ar ou pressão da água.

Fredlund e Morgenstern (77) e Fredlund e outros (78), desenvolveram a equação de pressão efetiva para solos não saturados, mostrada no quadro II.3. A equação independe do tipo de solo, diferindo das demais apresentadas no citado quadro. Além disso, a equação considera as quatro fases do solo não

saturado (inclui o menisco). O ângulo de atrito ϕ' corresponde a uma sucção nula. O ângulo de atrito ϕ'' corresponde a componente $(\sigma - u_w)$ nula. Quando os autores aplicaram os valores apresentados por Bishop e outros (60) na equação por eles propostas, estabeleceram valores positivos ou negativos (dependendo do tipo de solo) para o ângulo de atrito ϕ'' . Assim sendo, nenhuma das expressões do quadro II.3 é, ao nosso ver, suficientemente testada ou prática para ser recomendada incondicionalmente.

2.4.3.3.1 - VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

As figuras 2.11, 2.14, 2.17, 2.20 e 2.23 apresentam as deformações volumétricas específicas (ϵ_v) dos corpos-de-prova das amostras 10, 14, 15, 16 e 19, respectivamente, que de uma maneira geral mostram, como esperado, que quanto maior a umidade de compactação menor a variação volumétrica. Matyas e Radhakrinda (68) e Barden e outros (69) mostram que a variação de volume de solos não saturados deve ser definida pela expressão $\Delta V/V = C_1 \Delta (\sigma - u_a) + C_2 \Delta (u_a - u_w)$ de acordo com a proposta de Coleman (62). Em relação à sucção $(u_a - u_w)$ os referidos autores mostram que o aumento da mesma em amostras compactadas no ramo seco, provoca uma diminuição da compressibilidade das mesmas e que as amostras compactadas no ramo úmido são pouco influenciadas pelo valor da sucção. Os citados autores, como Cruz (63), comentam sempre a dificuldade de uma boa avaliação de variação de volume de amostras não saturadas.

A metodologia dos ensaios triaxiais, registrando apenas a pressão desenvolvida na água intersticial (u_w) restringiu a aná

lise dos resultados ora apresentados. O capítulo 4 do presente trabalho utiliza os valores de variação volumétrica para determinar o índice de vazios na ruptura e grau de saturação na ruptura. O Anexo A mostra a metodologia utilizada na determinação da variação de volume do corpo-de-prova durante o processo de cisalhamento assim como mostra as correções realizadas nos valores de variação de volume observados. As tabelas 2.2 a 2.6 apresentam os valores de ϵ_{vf} já corrigidos. As correções foram necessárias porque os valores obtidos na maioria dos corpos-de-prova, sempre levavam a graus de saturação na ruptura superiores a 100% e estabeleciam uma relação ϵ_v versus E_1 distante da esperada, como mostra a figura A.2.

Lowe III e Jonhson (60) e Pinto (72) mostram que a pressão da fase gasosa de um solo não saturado submetido a um carregamento não-drenado pode ser expresso pela expressão:

$$u'_a = u_a (S/S_o) [(1 - S_o + S_{\theta} \mu)/(1 - S + S\mu)] \quad \text{eq. (2.1)}$$

onde

u'_a = pressão absoluta do ar numa fase do carregamento;

u_a = pressão absoluta do ar no início do carregamento;

S = grau de saturação do solo nesta fase de carregamento;

S_o = grau de saturação inicial do solo;

μ = coeficiente de solubilidade de Henry (0,2 a 20°C).

O aumento do grau de saturação do solo neste caso deve-se à compressão do ar e sua dissolução na água. O grau de saturação num nível de carregamento, depende da compressibili-

dade do solo, visto que, $S_o \cdot e_o = S \cdot e$, onde e é o índice de vazios. A pressão neutra \bar{e} , também, uma função da compressibilidade. A expressão acima permite estimar o acréscimo de pressão que deve ser aplicado à fase gasosa do solo, para que o seu grau de saturação seja aumentado de S_o até S . A figura 2.28 mostra os valores teóricos de S em função de S_o e Δu . Neste trabalho, denominam-se S_p os valores de grau de saturação calculados pela equação 2.1.

A rotina dos ensaios triaxiais permite a avaliação da pressão na água intersticial. A figura 2.28 mostra também os valores de S_o versus Δu_w (na ruptura) correspondentes aos corpos-de-prova das amostras 10, 14, 15, 16 e 19. Estes corpos-de-prova definiram as envoltórias de pressões efetivas apresentadas nas figuras 2.13, 2.16, 2.19, 2.22 e 2.25. Considerando-se a hipótese de que na ruptura $\Delta u_a = \Delta u_w$, através da figura 2.28, pode-se estimar o grau de saturação na ruptura (S_p), dos corpos-de-prova ensaiados.

As tabelas 2.2 a 2.26 mostram os valores medidos de variação de volume, na ruptura, de todos os corpos-de-prova submetidos à ensaios triaxiais $K = \text{constante}$. Tais valores permitem o cálculo dos graus de saturação na ruptura. Neste trabalho denomina-se S o grau de saturação medido na ruptura.

A figura 2.29 apresenta as diferenças entre graus de saturação (S) medido e previsto (S_p) na ruptura versus umidade de compactação dos corpos-de-prova. Pode-se verificar que as diferenças são maiores para umidades de compactação menores que a umidade ótima. Para umidades maiores que $W_{ot} - 2\%$ as diferenças ($S - S_p$) são de cerca de $\pm 5\%$. Os resultados do presente trabalho, não permitem estabelecer uma variação des-

ta diferença com a unidade de compactação.

Ao longo da curva de compactação o ar ocorre de duas maneiras distintas. O ar no ramo seco é contínuo, sendo, também, contínuas as fases líquida-gasosa e líquida sólida para umidades superiores às do limite de contração. O ar no ramo úmido é ocluso, e a fase líquida do solo continua. Pinto (72) mostra que a pressão u_a da fase gasosa é maior que a pressão u_w da fase líquida. Cruz (63) mostra para o mesmo que o valor de \bar{p} da trajetória de pressão efetiva considerando u_a é menor que o valor \bar{p} que considera u_w . O modelo teórico utilizado considera Δu_a . O grau de saturação S_p foi calculado a partir de Δu_w medido durante o ensaio. O fato de S_p considerar $\Delta u_a = \Delta u_w$ pode explicar maiores diferenças $(S - S_p)$ no ramo seco. Neste ramo, caso a pressão do ar fosse medida, devia-se esperar Δu_a bem maior que Δu_w . Já no ramo úmido deve-se esperar Δu_a apenas ligeiramente superior a Δu_w . A figura 2.30 apresenta os valores de γ_d em função da umidade ótima dos corpos-de-prova da amostra 16. Nesta figura apresenta-se os valores iniciais e finais de γ_d , sendo estes calculados em função do grau de saturação medido e em função do grau de saturação previsto.

Todas as correções de variação de volume foram feitas, segundo um único critério, mostrado no Apêndice A. Os resultados de $(S - S_p)_f$ no ramo úmido e as considerações sobre as limitações do modelo para o ramo seco, parecem indicar que os valores de ϵ_{vf} medidos aproximam-se bastante dos valores reais.

2.4.3.3.2 - TRAJETÓRIAS E ENVOLTÓRIAS DE PRESSÕES EFETIVAS

As figuras 2.13, 2.16, 2.19, 2.22 e 2.25 apresentam as trajetórias e envoltórias de pressões efetivas calculadas a partir das pressões desenvolvidas na água intersticial. Os valores de coesão efetiva foram obtidos através da extrapolação da envoltória para a origem como mostram as referidas figuras. Cruz (63) mostra que as trajetórias quando calculadas a partir da pressão no ar, apresentam menores valores de $\bar{p} = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_3) - u$ que as trajetórias calculadas com a pressão na água, para um mesmo valor de $q = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3)$. Cruz e Mellios (72) mostram que a envoltória de pressões efetivas (solo saturado, drenado, submetido à tração) é curva nas proximidades da origem. Mostram ainda que quando a envoltória (considerando u_w) dos ensaios $K = \text{constante}$ é extrapolada para a origem (metodologia do presente trabalho), define um valor de coesão, para amostras saturadas, menor que a definida pelos ensaios de tração. No caso de ensaio \overline{UU} e \overline{CIU} , em amostras não saturadas, esta metodologia encontra um valor de coesão maior que a definida pelos ensaios de tração realizadas a baixas pressões.

O quadro II.4 apresenta os valores de índice de plasticidade e ângulo de atrito efetivo das cinco amostras de solo.

Amostra	I_p (%)	$\bar{\phi}$
10	20,1	29,0°
14	11,7	30,7°
15	15,0	29,3°
16	17,6	30,7°
19	17,9	28,0°

QUADRO II.4 - VALORES DE ÍNDICE DE PLASTICIDADE E ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO

A figura 2.31 apresenta as relações $\bar{\phi}$ versus I_p dos solos do presente trabalho, enquadradas na faixa característica das argilas sedimentares britânicas compactadas, estudadas por Vaughan e outros (78). Através da referida figura pode-se verificar que os valores correspondentes aos solos do presente trabalho, estabelecem a mesma tendência observada pelo citado autor, ou seja, um aumento do índice de plasticidade provoca uma diminuição do ângulo de atrito efetivo.

A análise dos resultados dos ensaios realizados nos solos do presente trabalho, mostra que as propriedades dos mesmos, diferem das dos solos estudados por Cruz (67), (69). Entretanto, em alguns casos, os presentes resultados plotados com os do referido autor, permitiram pelo menos um posicionamento dos solos, ora em estudo, em relação às tendências estabelecidas a partir de um grande número de ensaios triaxiais $K = \text{constante}$.

A análise dos resultados dos ensaios triaxiais $K =$

constante, permite sugerir que em futuros trabalhos, a metodologia de execução dos ensaios adote a medição da pressão desenvolvida na fase gasosa, assim como utilize processos mais acurados para determinação da variação volumétrica do solo não saturado. Desta forma, acredita-se que as propostas de Matyas e Radhakrishna (68) e Fredlund (78) possam ser analisadas, acrescentando, assim, maiores informações ao estudo do comportamento dos solos não saturados através da análise em termos de pressões efetivas. Em termos de contribuição ao estudo do comportamento tensão-deformação, uma metodologia adequada poderia permitir a utilização da proposta de Corotis(74) que incorpora ao modelo tensão-deformação a relação K.

AMOSTRA	PROF. (m)	W _{nat.} (%)	G	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA				ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA			AC = (I _p / % < 2 u)	CLASSIFICA- -ÇÃO UNIFICADA
				AREIA (%)	SILTE (%)	ARGILA (%)	< 2 u (%)	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)		
10	0.90 a 2.60	22.0	2.64	27	32	41	35	41.4	21.3	20.1	0.57	CL
14	4.50 a 5.50	26.9	2.71	35	34	31	22	30.3	18.6	11.7	0.53	CL
15	0.75 a 3.50	17.9	2.67	44	32	24	18	34.3	19.3	15.0	0.83	CL
16	0.90 a 3.00	23.1	2.63	52	25	23	19	34.2	16.6	17.6	0.98	CL
19	0.20 a 1.00	19.5	2.71	35	39	26	19	36.5	18.6	17.9	0.94	CL

DESCRIÇÃO DE CAMPO:

AM 10 – ARGILA SILTOSA MARROM

AM 14 – ARGILA SILTO ARENOSA MARROM

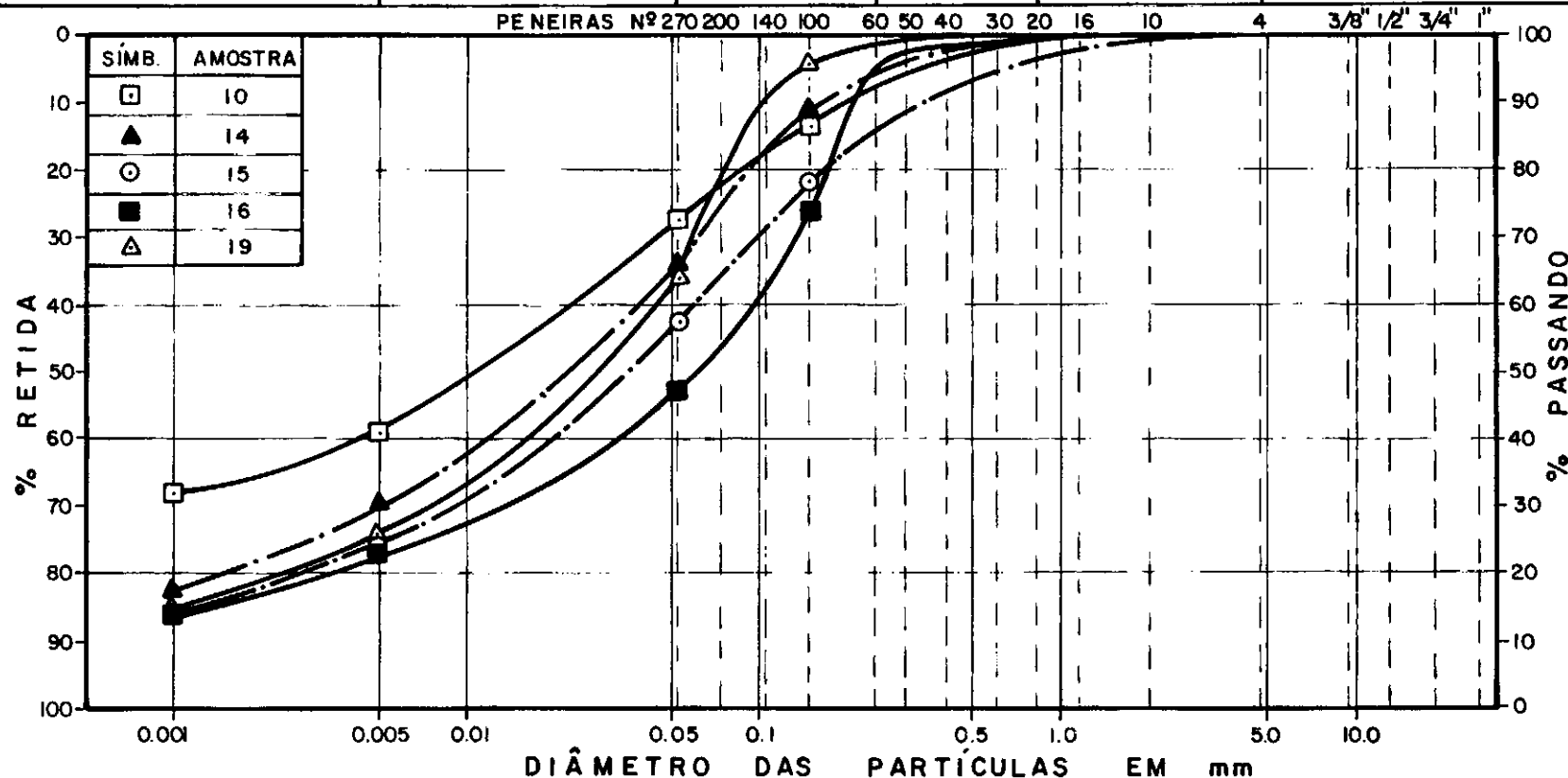
AM 15 – ARGILA SILTO ARENOSA MARROM

AM 16 – ARGILA SILTO ARENOSA PRETA

AM 19 – ARGILA SILTO ARENOSA MARROM

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

ASTM	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho
AASHO	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho
ABNT	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho



CURVAS GRANULOMÉTRICAS

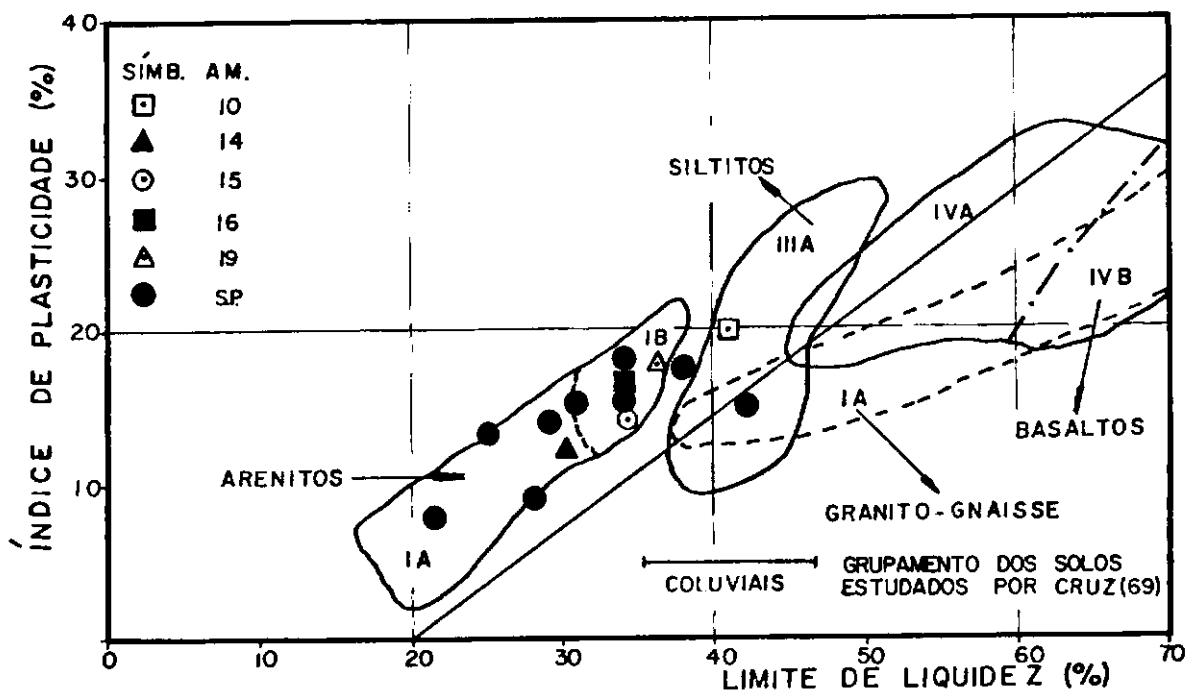
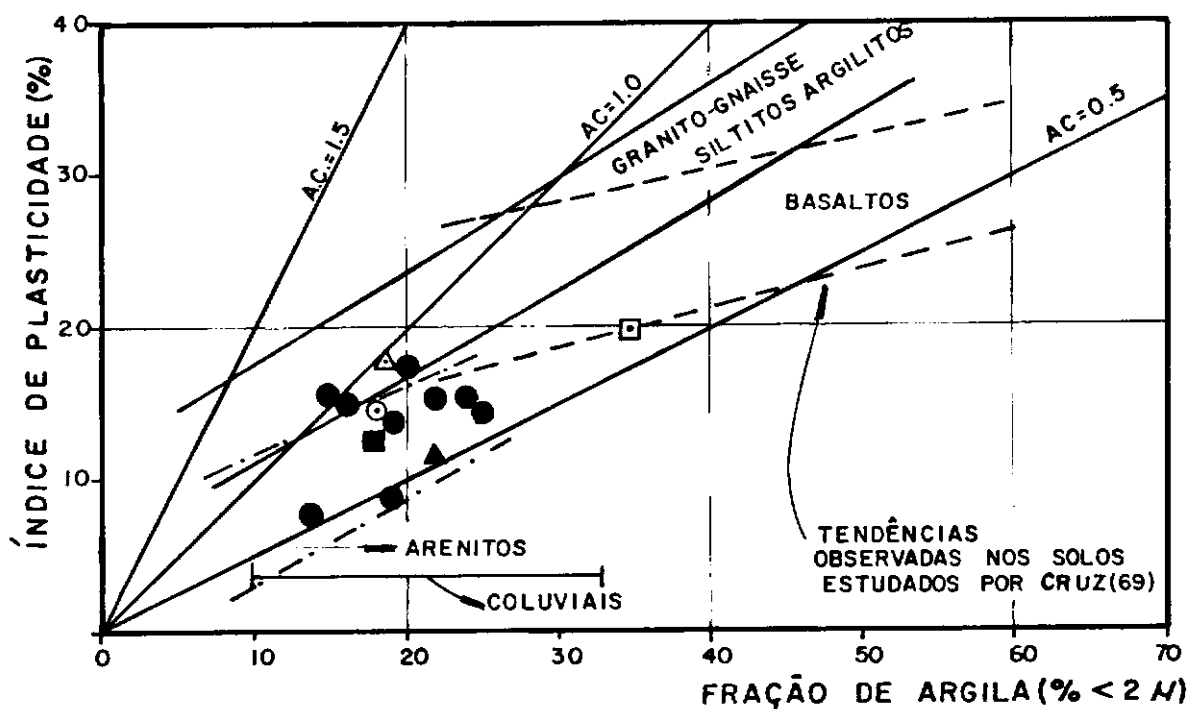


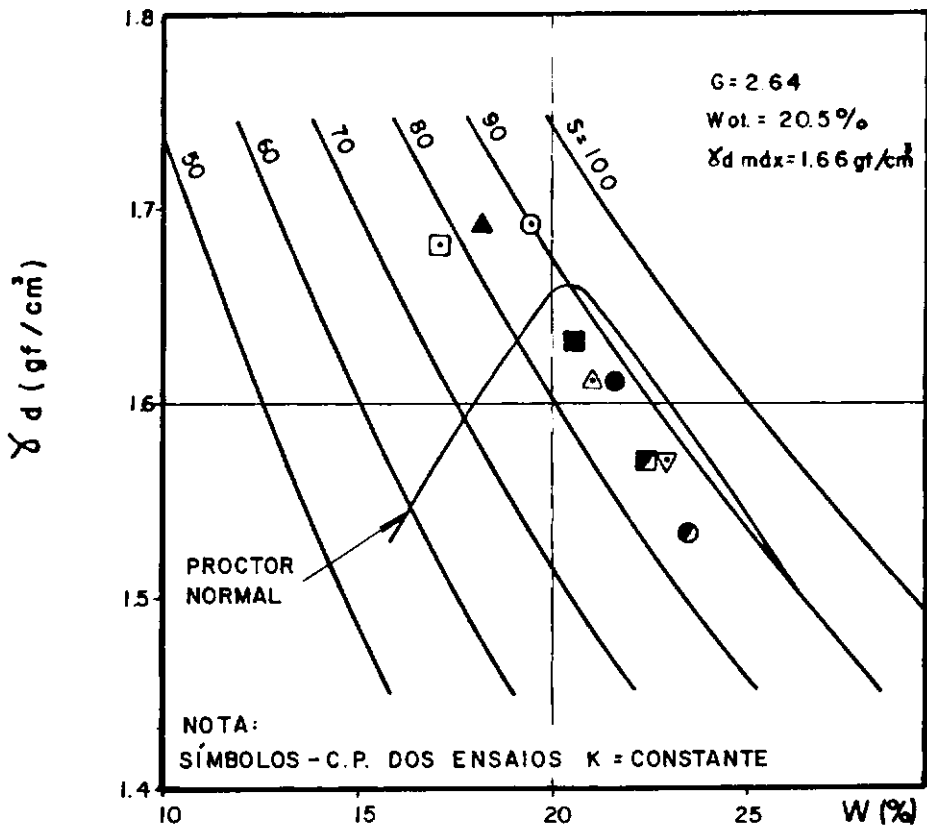
GRÁFICO DE PLASTICIDADE

FIG.2.2

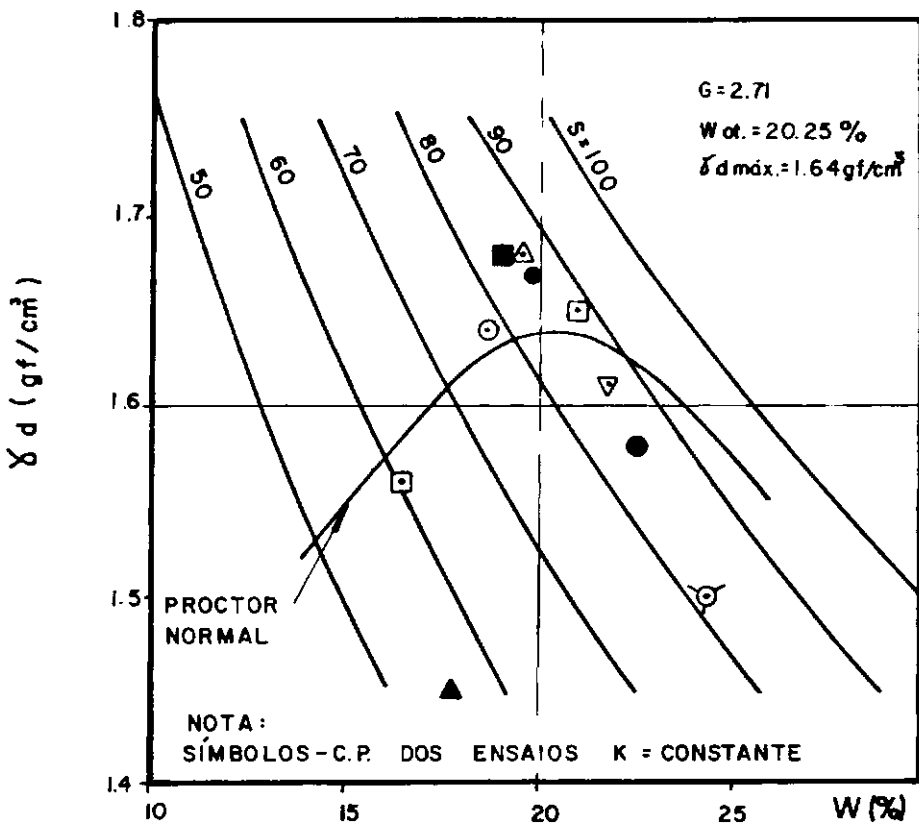


IP VERSUS FRAÇÃO DE ARGILA

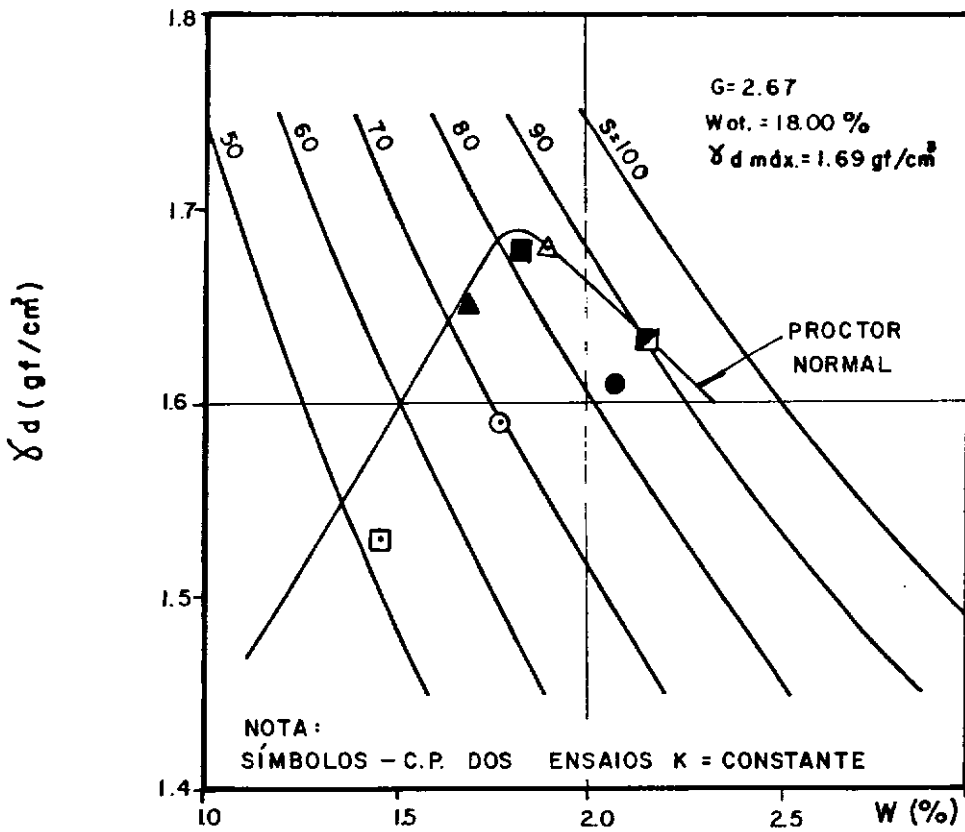
FIG.2.3



CURVA DE COMPACTAÇÃO AMOSTRA 10 FIG. 2.4

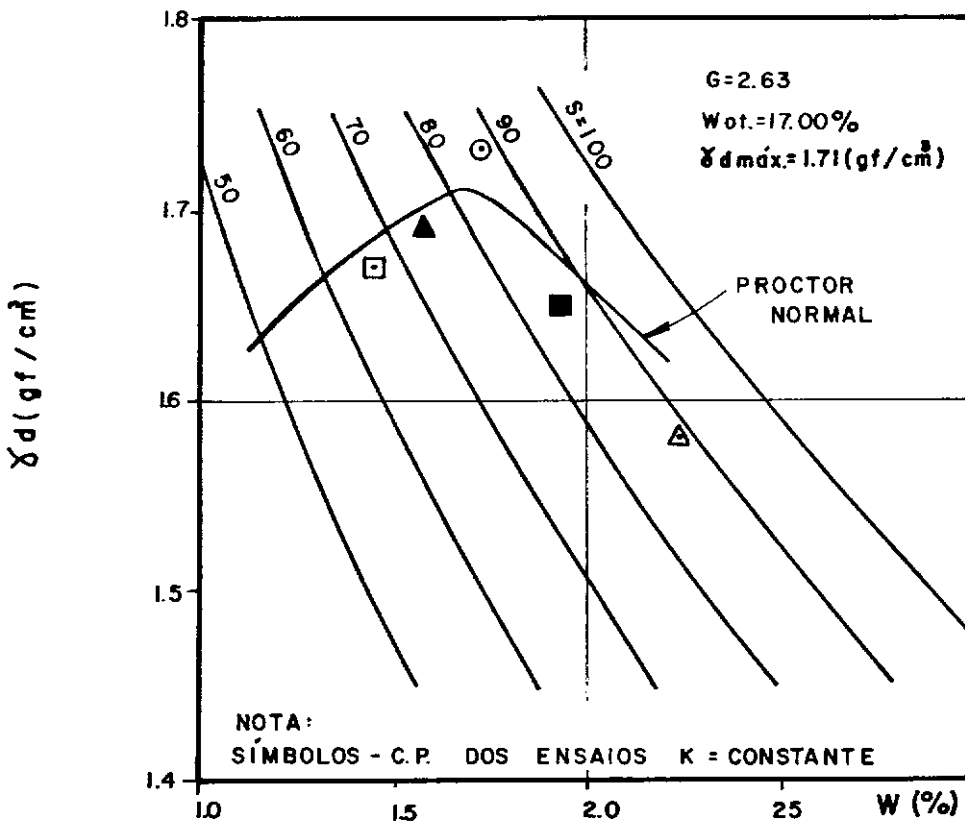


CURVA DE COMPACTAÇÃO AMOSTRA 14 FIG. 2.5



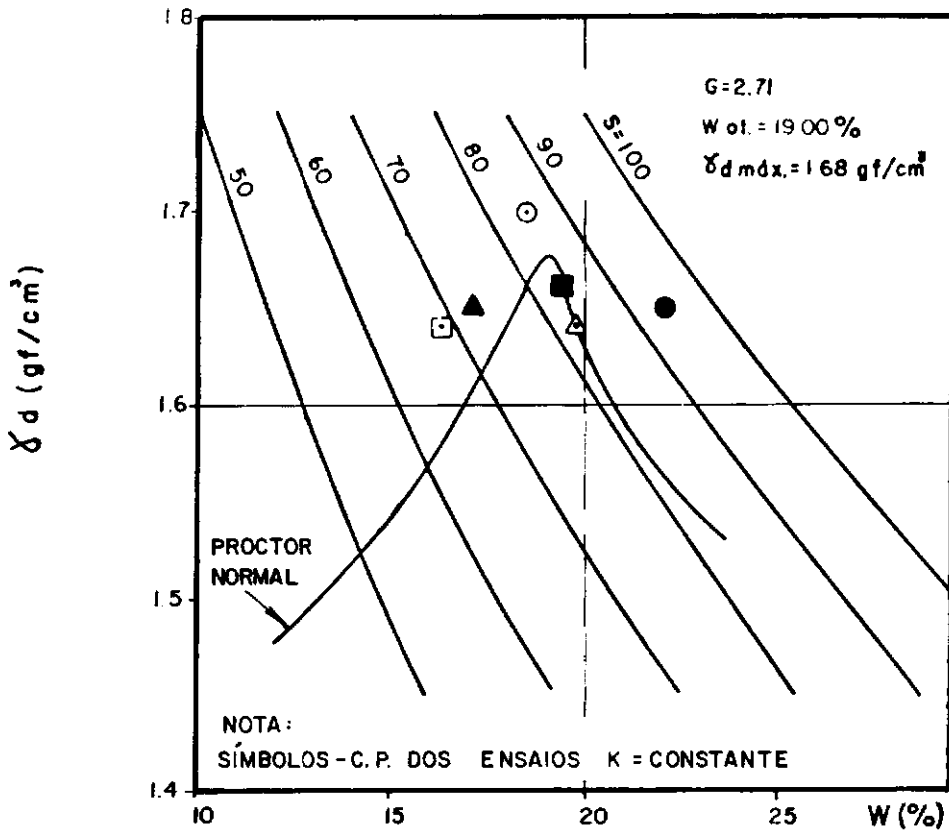
CURVA DE COMPACTAÇÃO AMOSTRA 15

FIG. 2.6

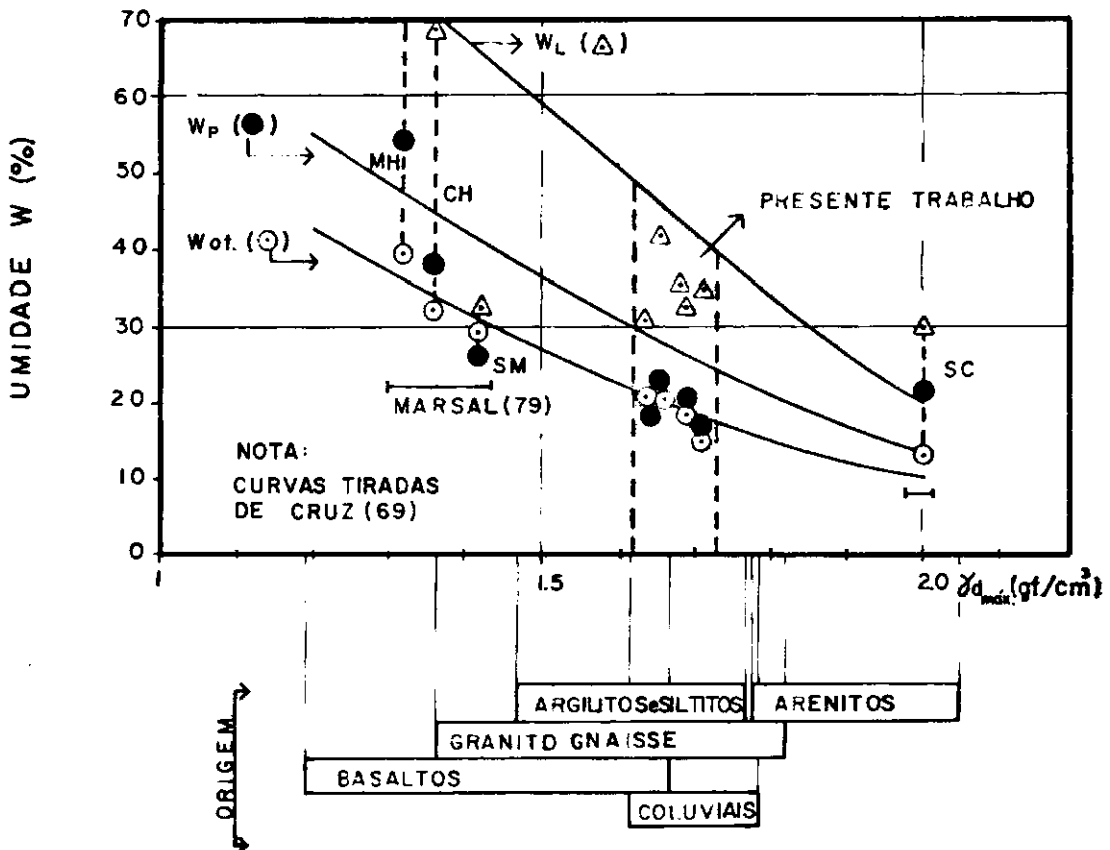


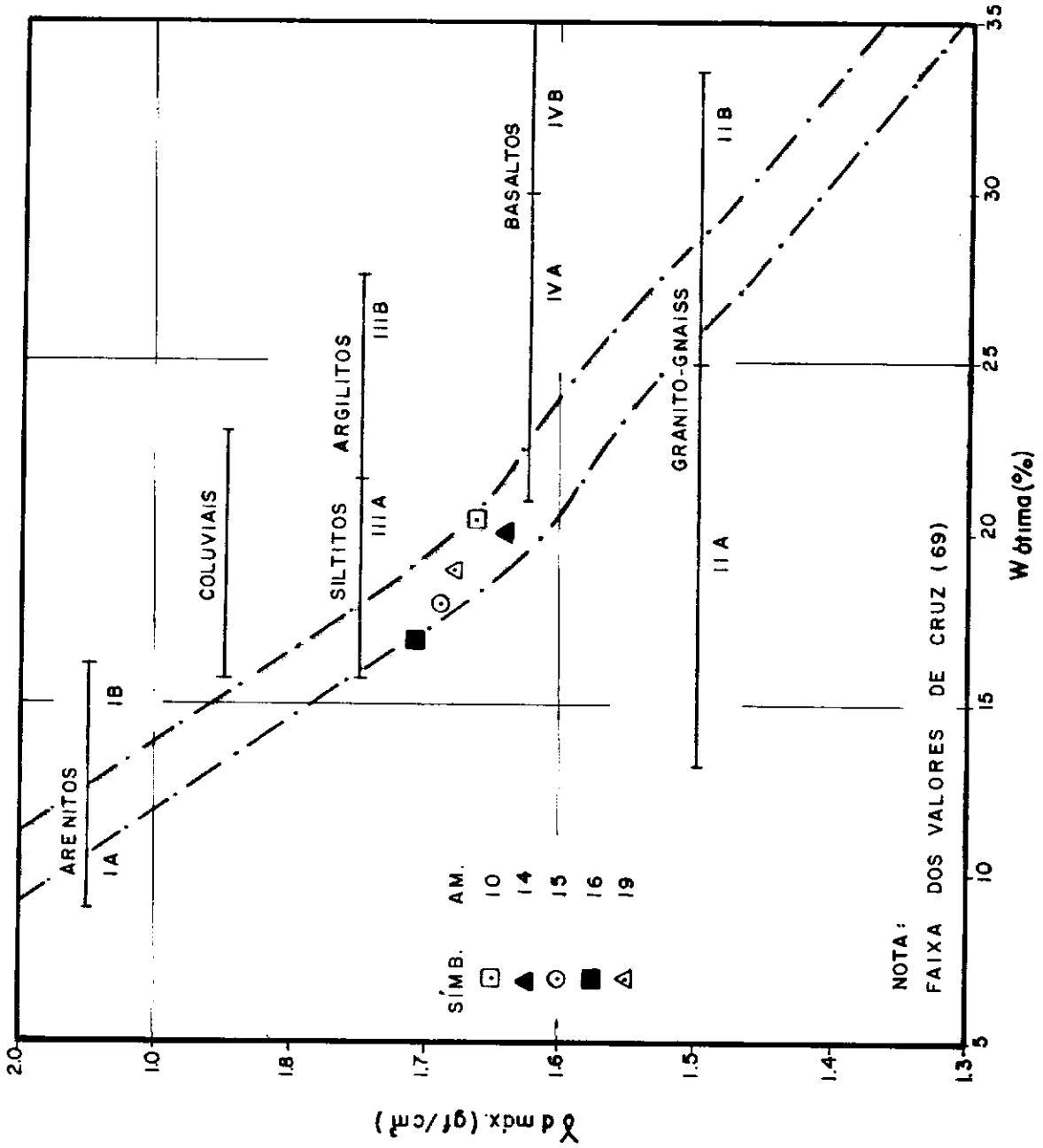
CURVA DE COMPACTAÇÃO AMOSTRA 16

FIG 2.7



CURVA DE COMPACTAÇÃO AMOSTRA 19 FIG.2.8

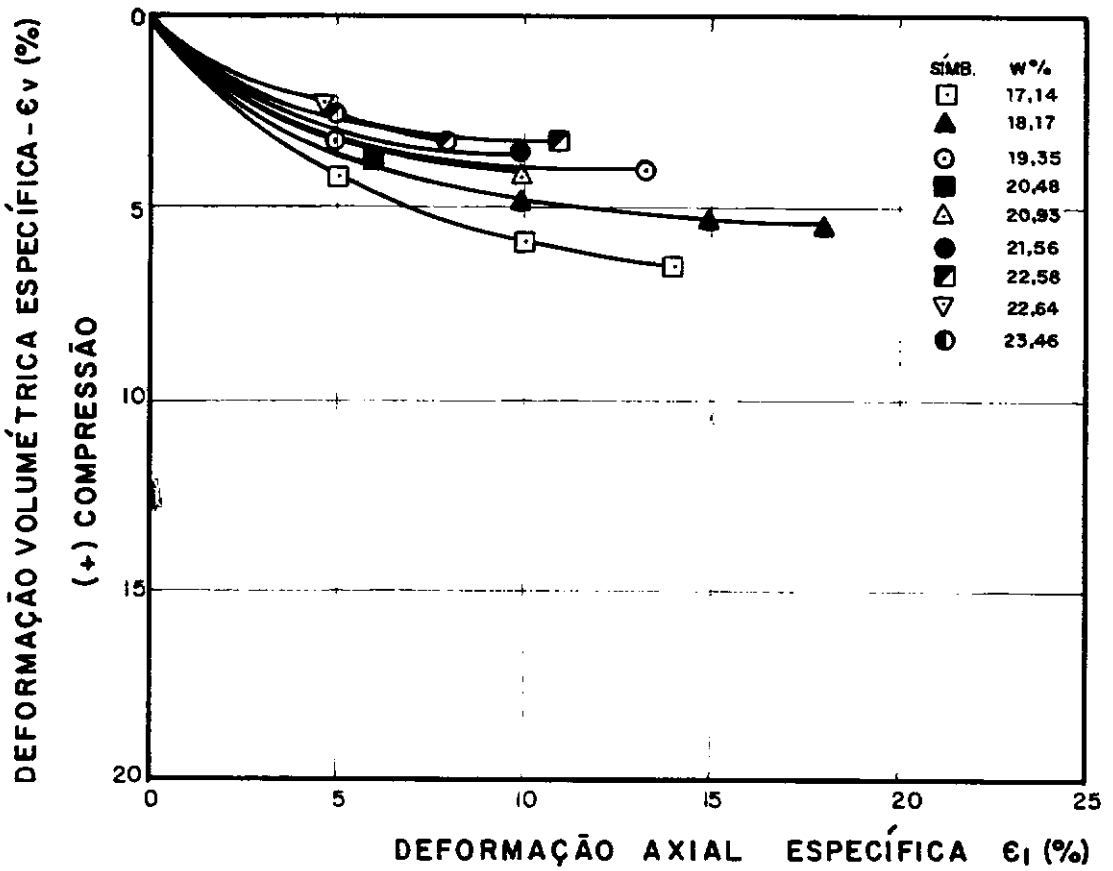
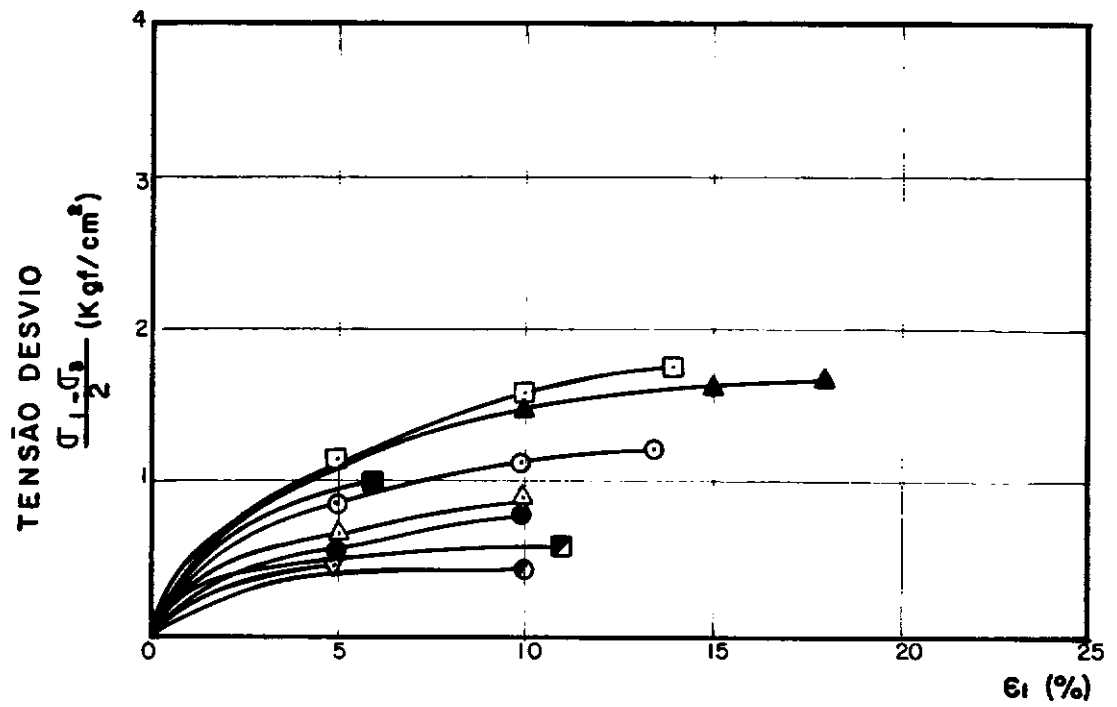
 $W_L, W_P, W_{ot.}$ VERSUS $\gamma_{d\text{ máx.}}$ FIG.2.9

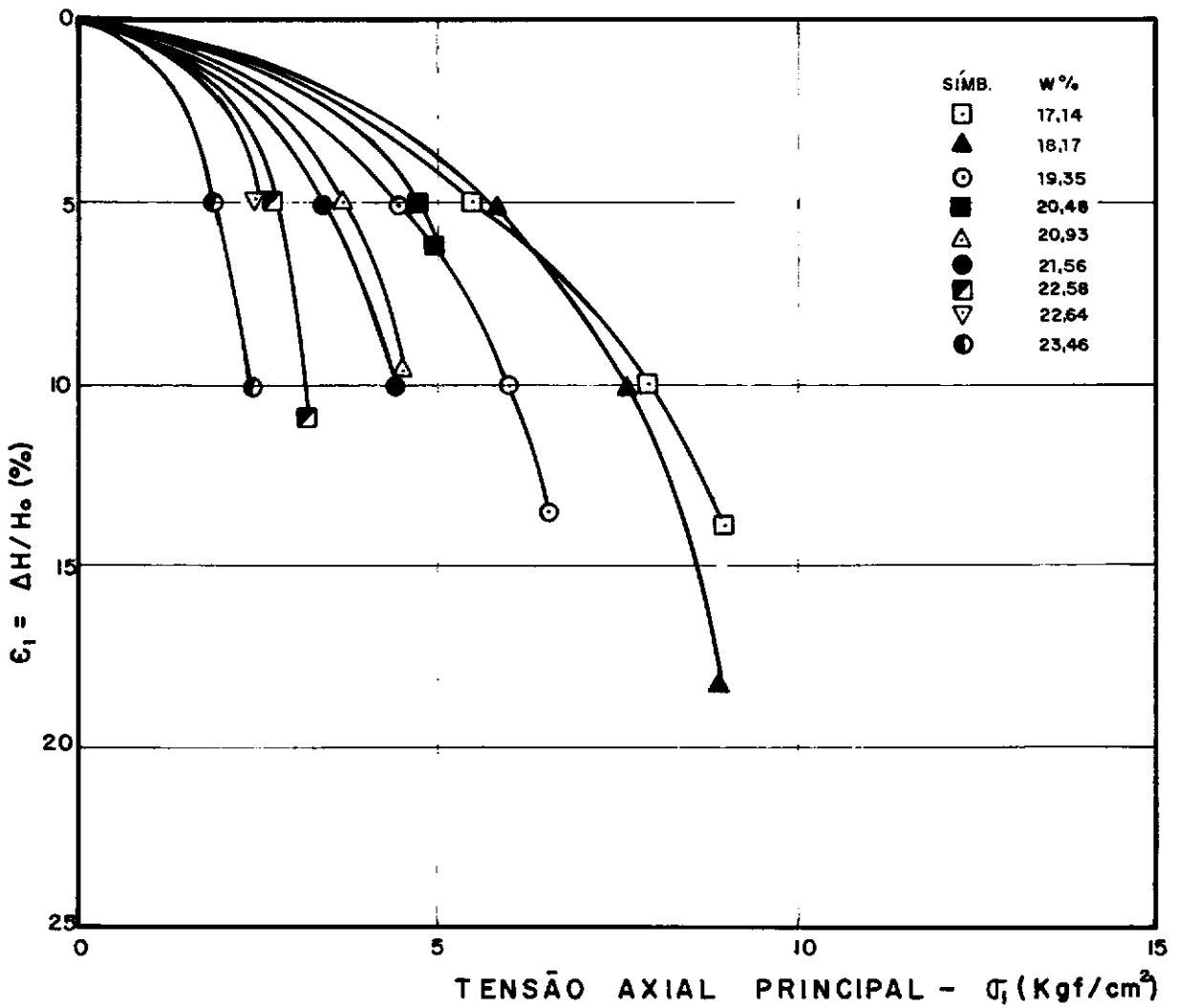
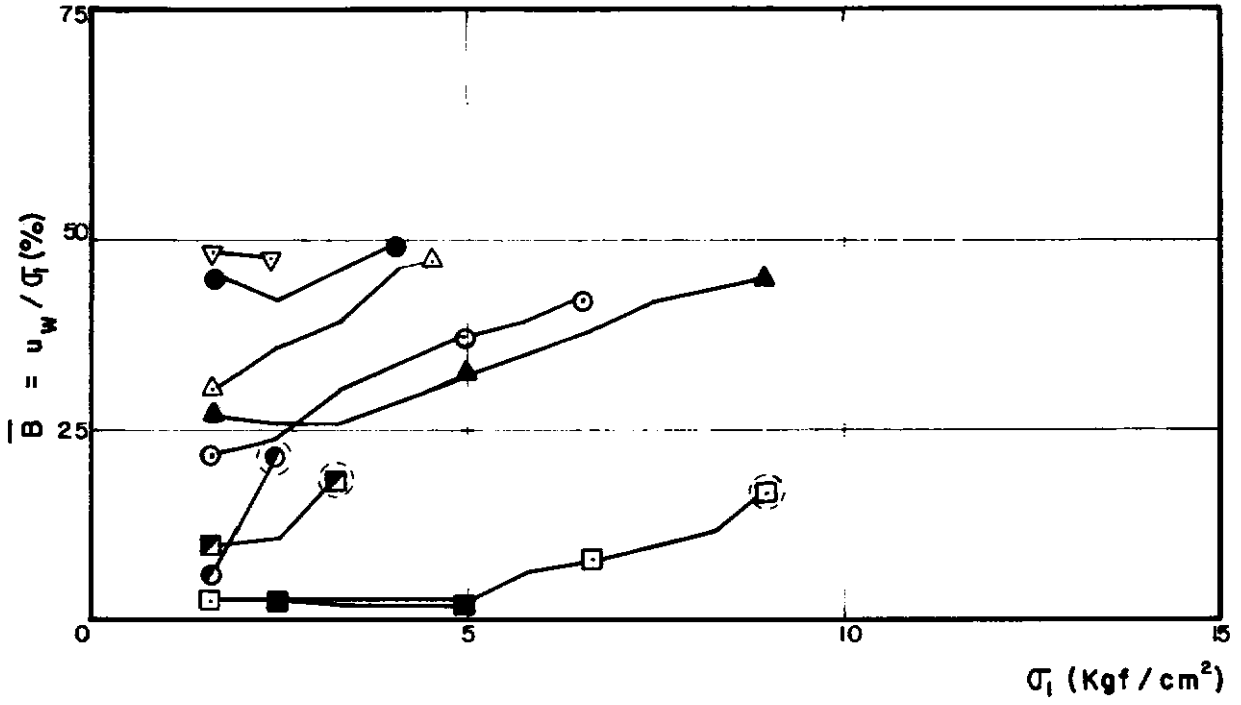


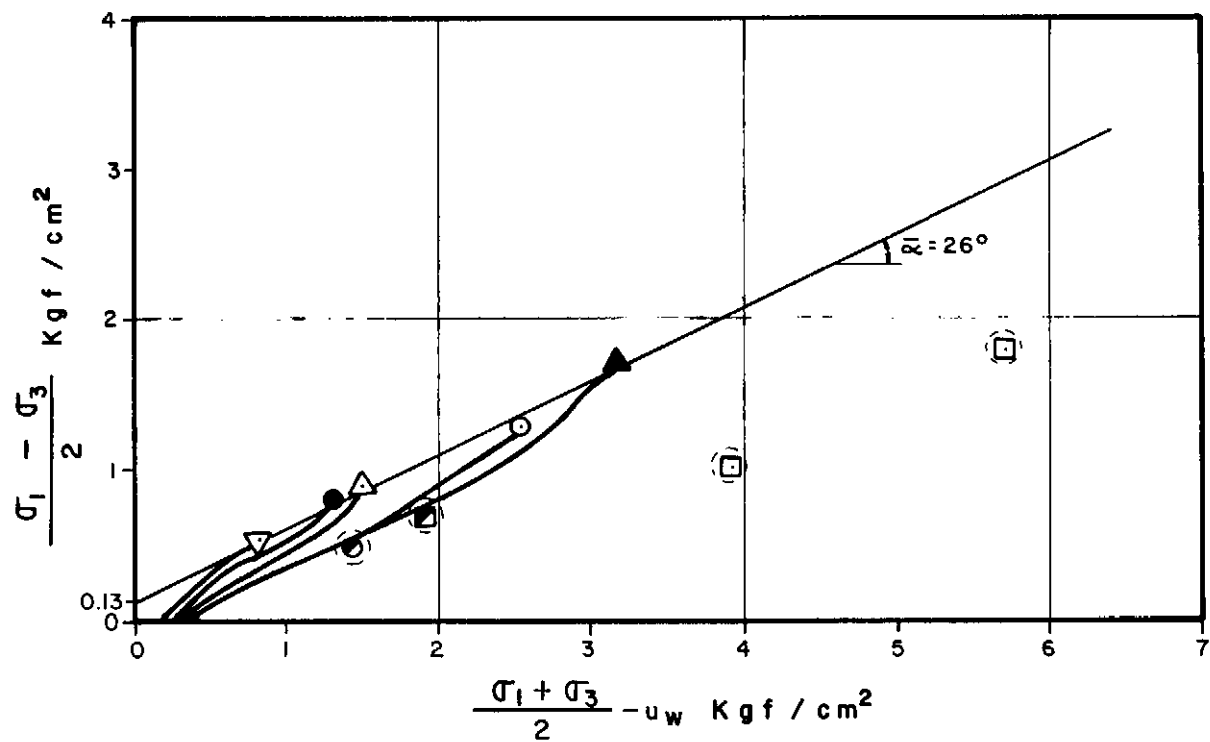
PESO ESPECÍFICO SÊCO MÁXIMO VERSUS
UMIDADE ÓTIMA

CORPO DE PROVA	W_o (%)	γ_{do} (gf/cm^3)	e_o	S_o (%)	ϵ_{lf} (%)	ϵ_{vf} (%)	q_f (kgf/cm^2)	\bar{p}_f (kgf/cm^2)	σ_{3f} (kgf/cm^2)	$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$
1 □	17.14	1.68	0.59	77.83	14.00	6.40	1.77	5.67	5.50	0.6
2 ▲	18.17	1.69	0.58	88.29	18.10	5.35	1.69	3.16	5.50	0.6
3 ○	19.35	1.69	0.58	88.50	13.30	5.95	1.27	2.52	4.00	0.6
4 ■	20.48	1.63	0.64	88.56	6.00	3.70	1.00	3.89	3.00	0.6
5 △	20.93	1.61	0.66	84.17	9.80	4.00	0.89	1.49	2.75	0.6
6 ●	21.56	1.61	0.66	87.78	10.00	3.70	0.8	1.30	2.50	0.6
7 ▣	22.58	1.57	0.70	86.06	11.00	3.20	0.63	1.90	1.50	0.6
8 ▽	22.64	1.57	0.71	85.62	4.80	2.15	0.49	0.82	1.50	0.6
9 ●	23.46	1.53	0.75	80.41	10.00	3.40	0.47	1.42	1.50	0.6
10 ∅										
$q_f = 0.13 + 0.49 \bar{p}_f$ (kgf/cm^2)			$\bar{a} = 0.13$ (kgf/cm^2)		$\bar{\alpha} = 26^\circ$		$\bar{C} = 0.15$ (kgf/cm^2)		$\bar{\phi} = 29^\circ$	

RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS — K = CTE — AMOSTRA N°10



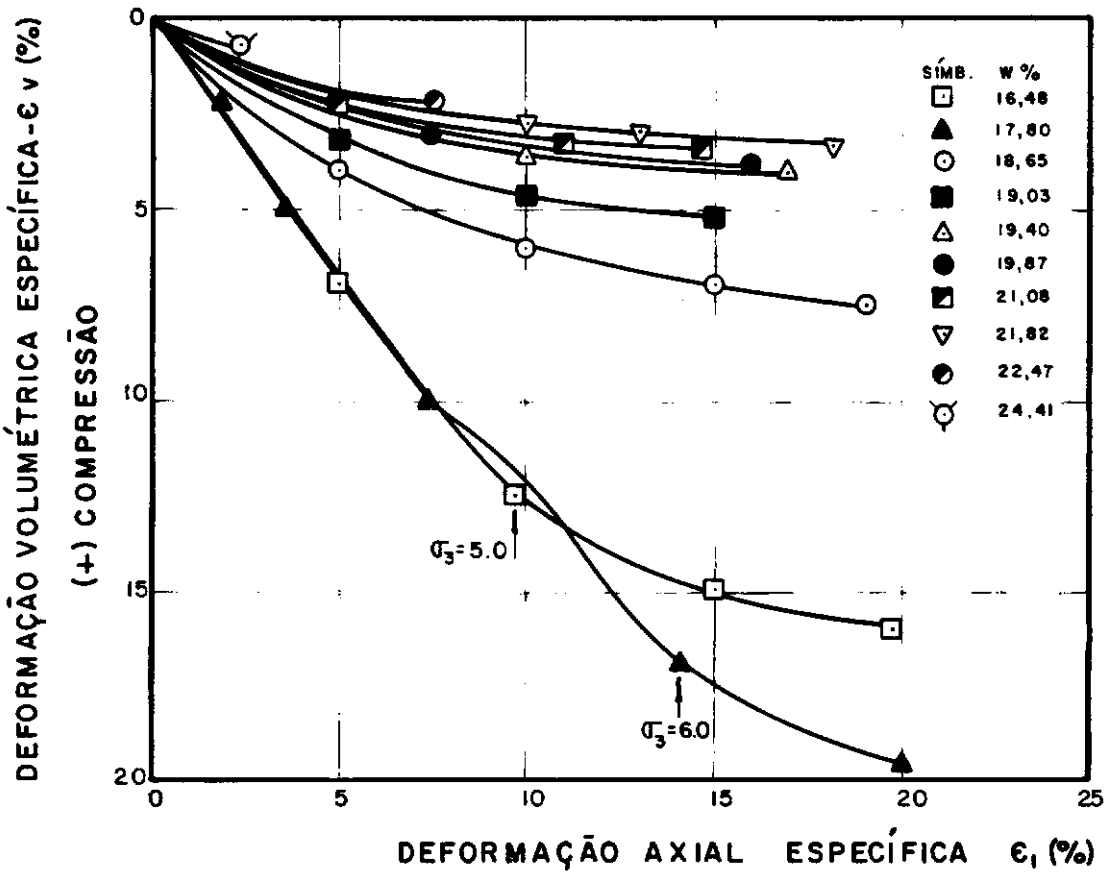
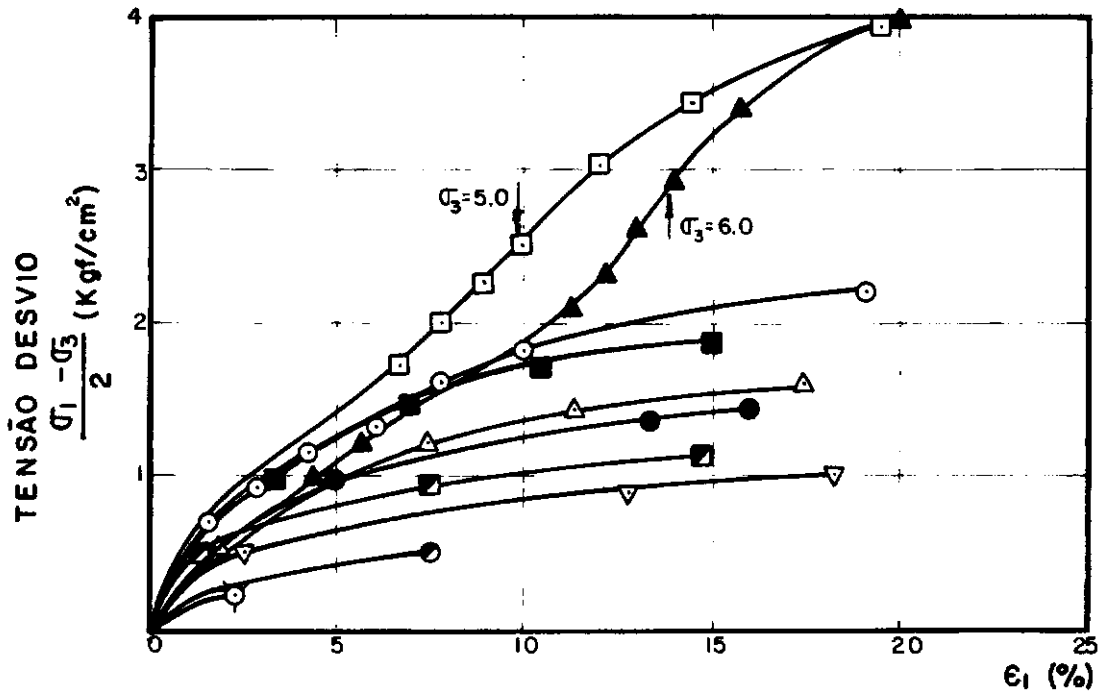


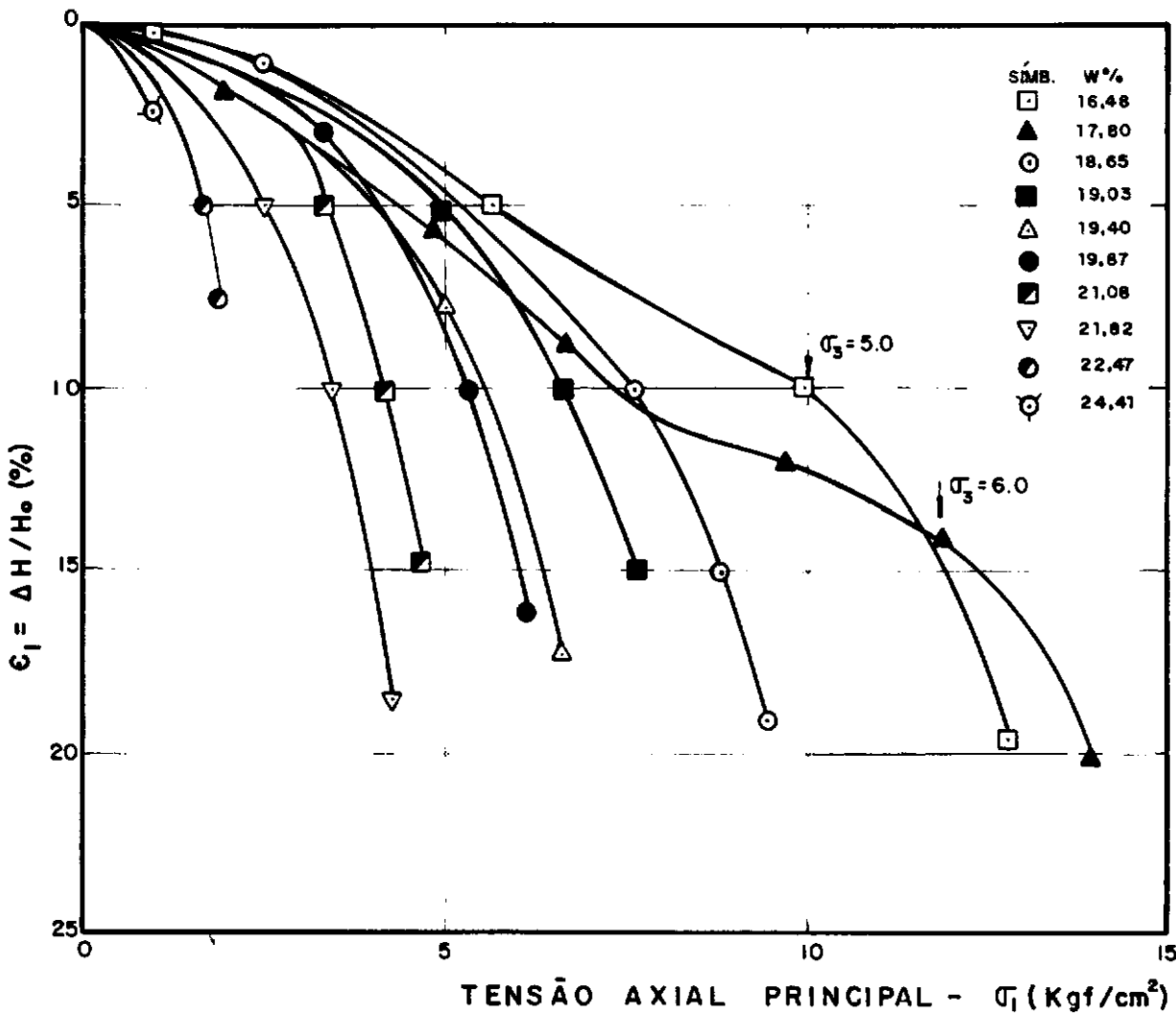
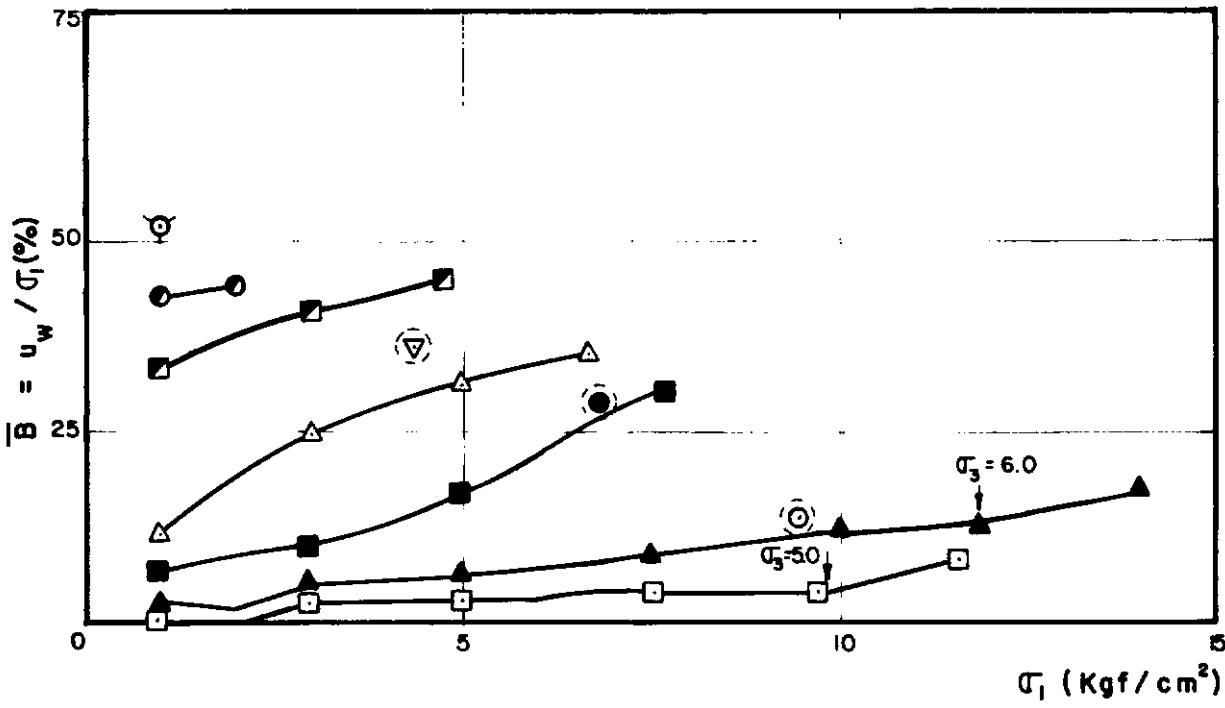


TRAJETÓRIAS E ENVOLTÓRIA DE PRESSÕES EFETIVAS
AMOSTRA N° 10

CORPO DE PROVA	W_o (%)	γ_{d_o} (gf/cm^3)	e_o	S_o (%)	ϵ_{1f} (%)	ϵ_{vf} (%)	q_f (kgf/cm^2)	\bar{p}_f (kgf/cm^2)	σ_{3f} (kgf/cm^2)	$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$
1 □	16.48	1.56	0.74	60.12	19.70	16.00	3.94	7.30	5.00	0.5
2 ▲	17.80	1.45	0.86	55.88	21.50	19.30	4.00	7.50	6.00	0.5
3 ○	18.65	1.62	0.67	75.12	18.90	7.50	2.14	5.91	5.00	0.5
4 ■	19.03	1.68	0.61	84.10	15.00	5.20	1.87	3.49	4.00	0.5
5 △	19.40	1.68	0.61	86.29	17.40	3.85	1.58	2.70	3.50	0.5
6 ●	19.87	1.67	0.62	86.57	16.00	3.60	1.45	2.98	3.25	0.5
7 ▣	21.08	1.65	0.64	89.10	14.70	3.40	1.12	1.49	2.50	0.5
8 ▽	21.82	1.61	0.67	87.02	18.20	3.25	1.00	1.71	2.25	0.5
9 ●	22.47	1.58	0.72	85.00	7.50	2.30	0.47	0.61	1.00	0.5
10 ∇	24.41	1.50	0.80	82.51	2.60	0.80	0.24	0.23	0.50	0.5
$q_f = 0.19 \pm 0.51$ \bar{p}_f (kgf/cm ²) $\bar{a} = 0.19$ (kgf/cm ²) $\bar{\alpha} = 27^\circ$ $\bar{c} = 0.22$ (kgf/cm ²) $\bar{\phi} = 30.7^\circ$										

RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS — K = CTE — AMOSTRA N° 14





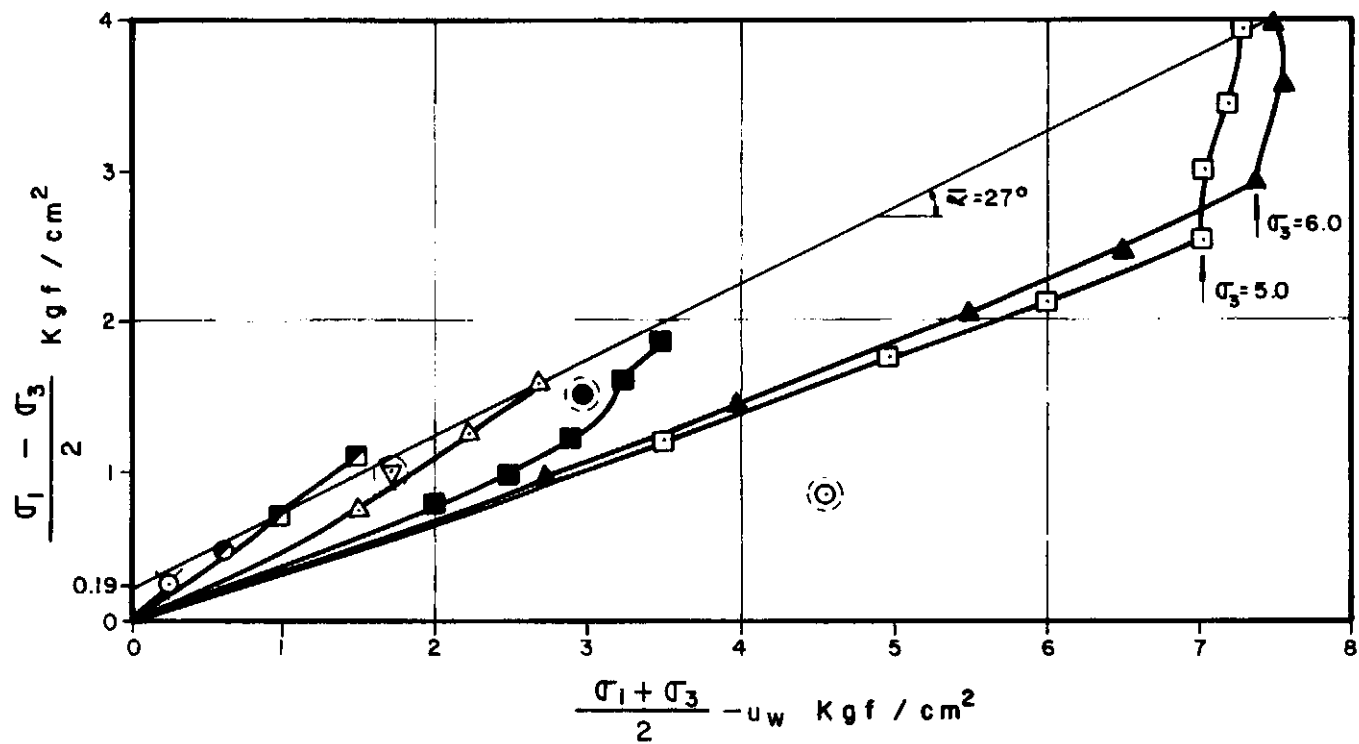
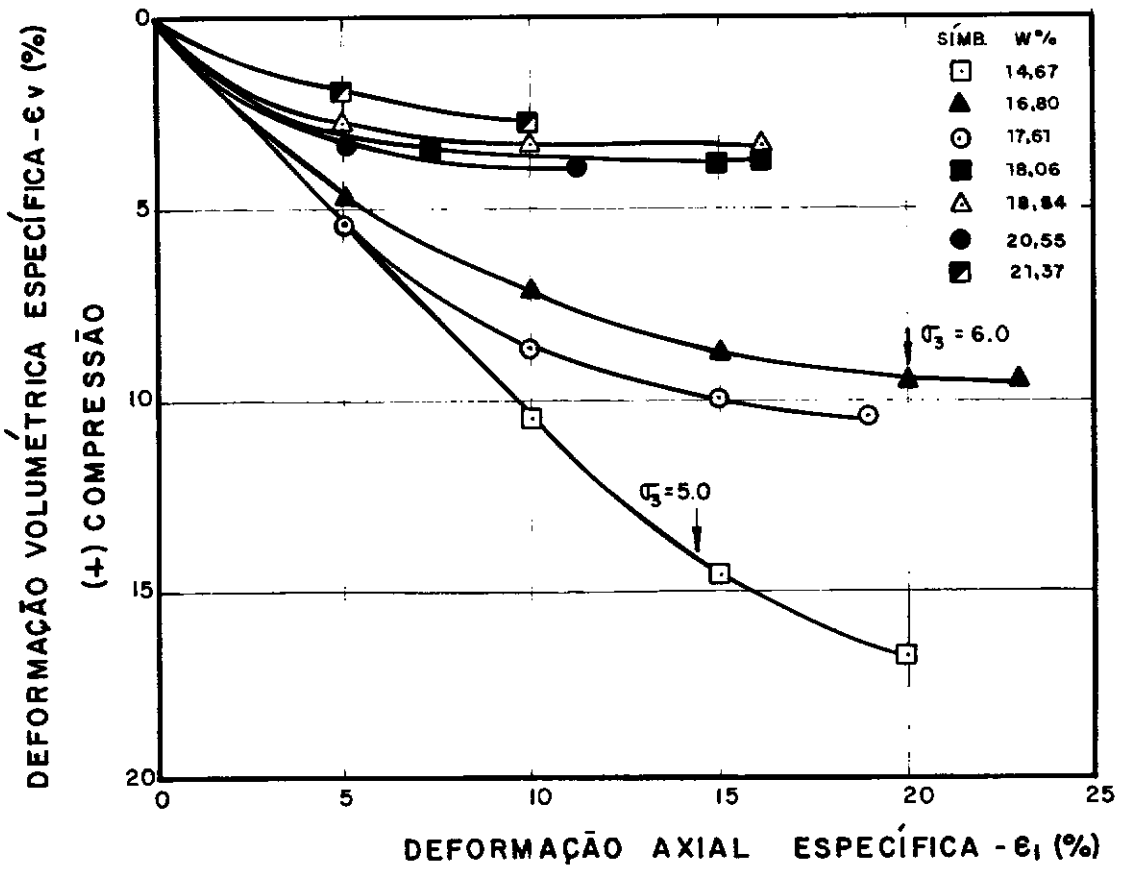
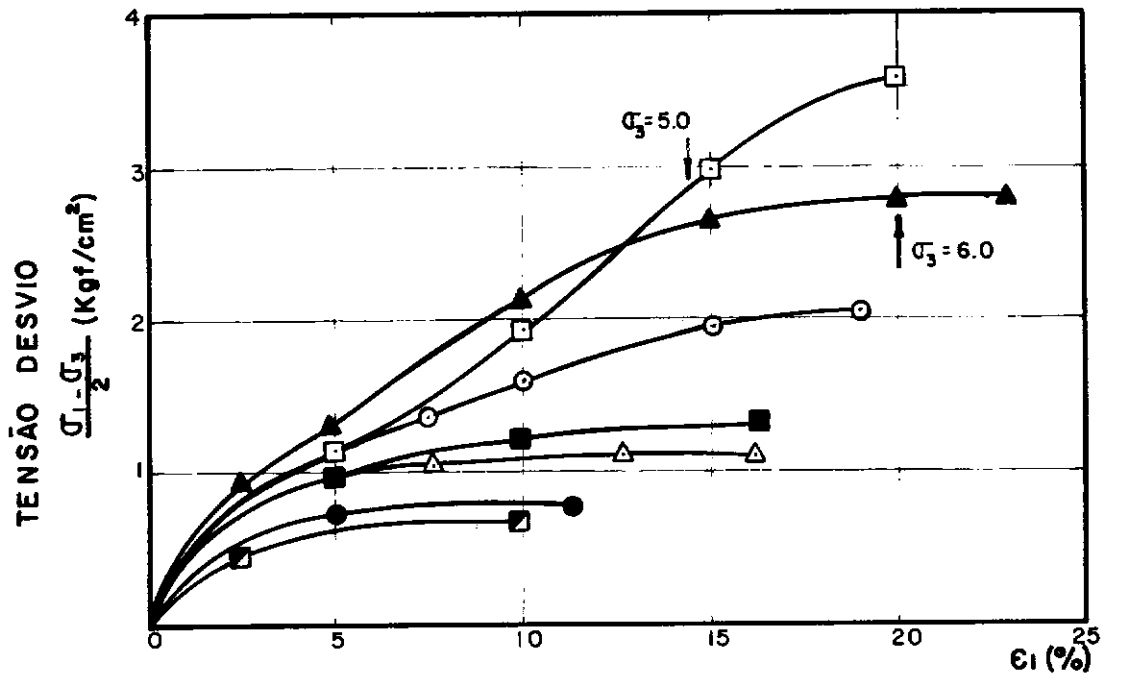


FIG.2.16

TRAJETÓRIAS E ENVOLTÓRIA DE PRESSÕES EFETIVAS
AMOSTRA N°14

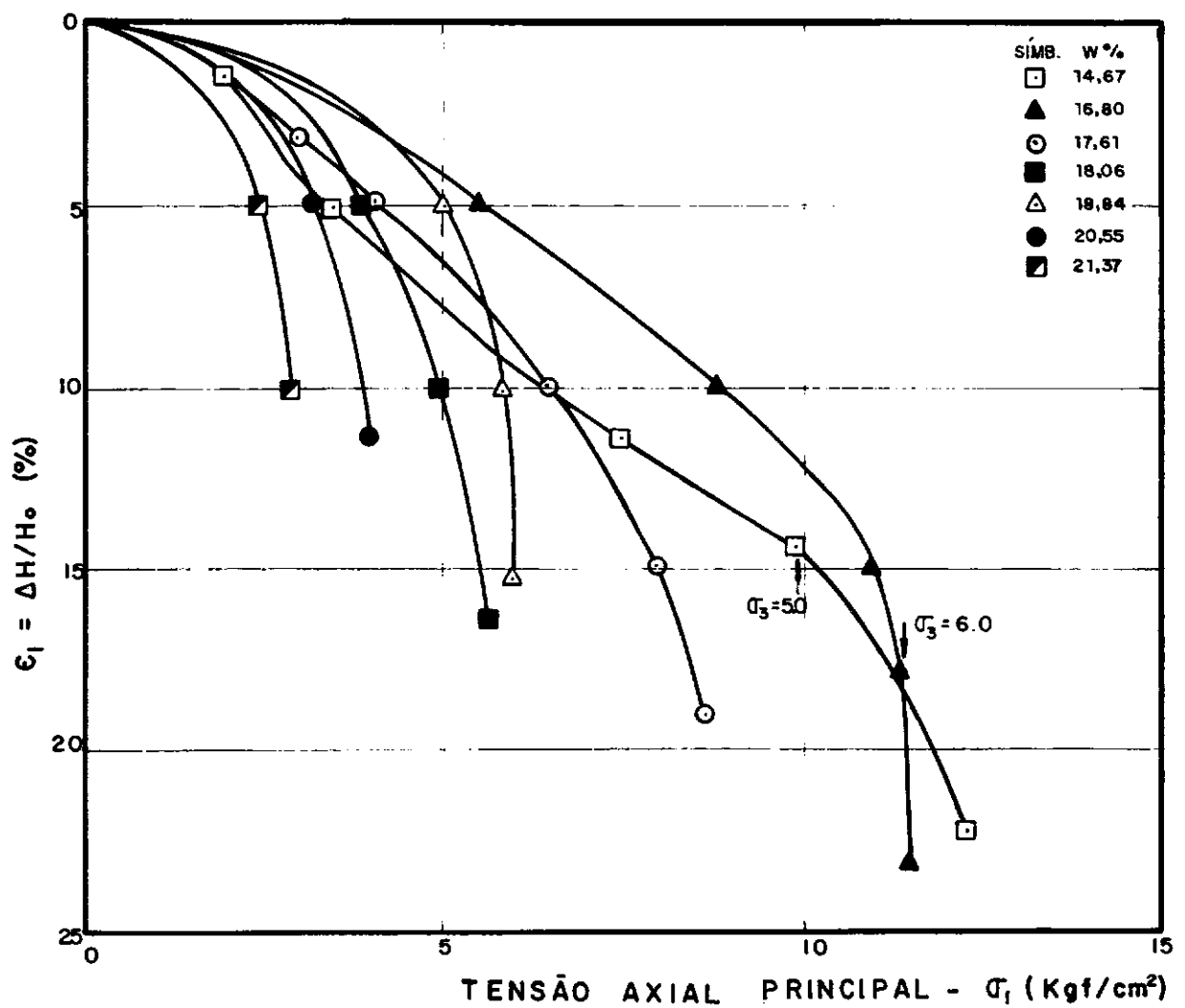
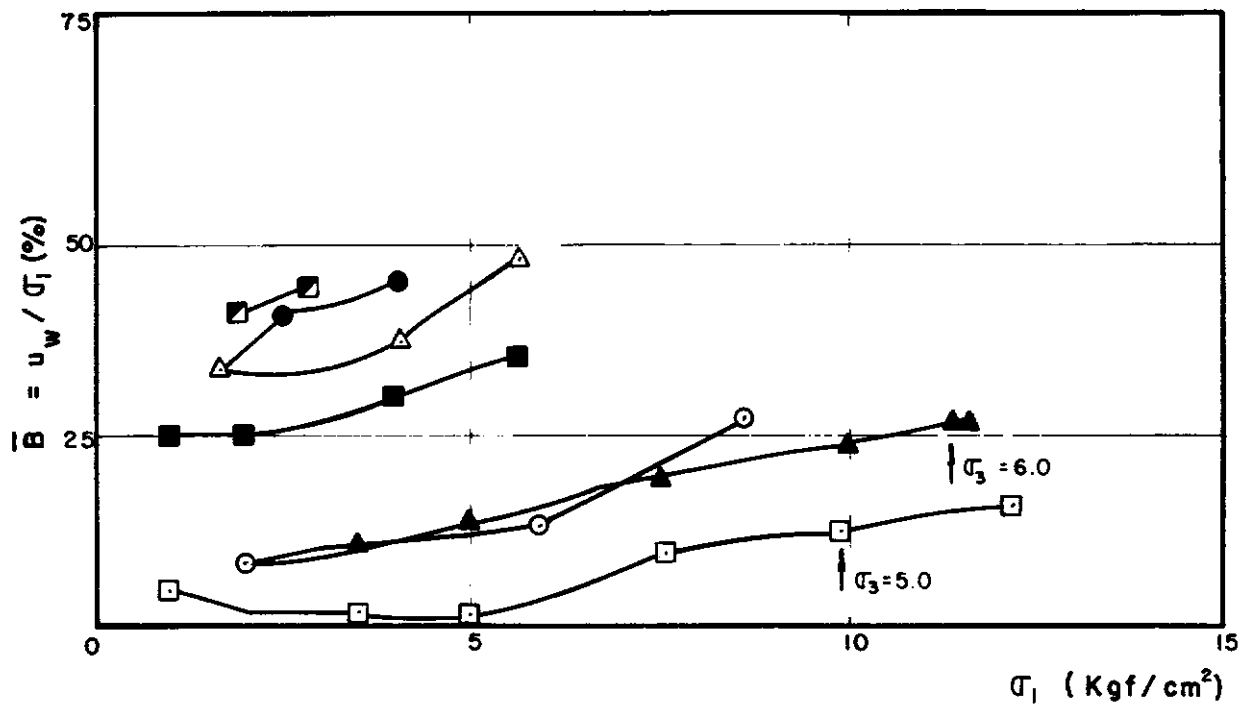
CORPO DE PROVA	W_o (%)	γ_{do} (gf/cm^3)	e_o	S_o (%)	ϵ_{lf} (%)	ϵ_{vf} (%)	q_f (kgf/cm^2)	\bar{p}_f (kgf/cm^2)	σ_{3f} (kgf/cm^2)	$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$
1 □	14.67	1.53	0.74	52.78	20.20	16.80	3.60	6.60	5.00	0.5
2 ▲	16.80	1.65	0.62	72.64	23.00	9.50	2.78	5.72	6.00	0.5
3 ⊙	17.61	1.59	0.68	69.04	19.40	9.70	2.05	4.25	4.50	0.5
4 ■	18.06	1.69	0.58	82.56	16.40	3.60	1.33	2.33	3.00	0.5
5 △	18.84	1.69	0.58	86.43	16.30	3.30	1.09	1.88	2.75	0.6
6 ●	20.55	1.61	0.65	83.87	11.30	3.90	0.77	1.46	2.50	0.6
7 ▣	21.37	1.63	0.64	89.91	10.00	2.50	0.67	0.92	1.50	0.5
8 ▽										
9 ○										
10 ∅										
$q_f = 0.13 + 0.49 \bar{p}_f$ (kgf/cm^2) $\bar{a} = 0.13$ (kgf/cm^2) $\bar{\alpha} = 26.2^\circ$ $\bar{C} = 0.15$ (kgf/cm^2) $\bar{\phi} = 29.3^\circ$										

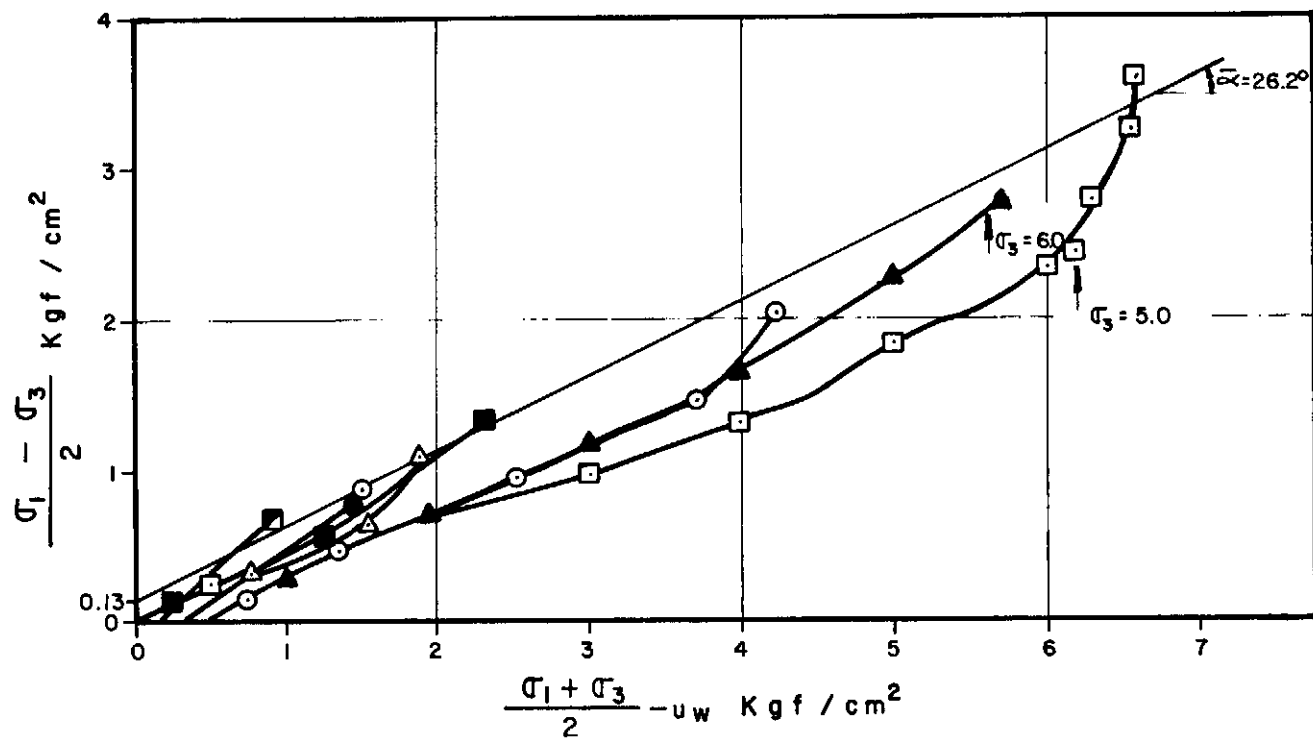
RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS — K = CTE — AMOSTRA N°15



AMOSTRA Nº 15

FIG.2.17



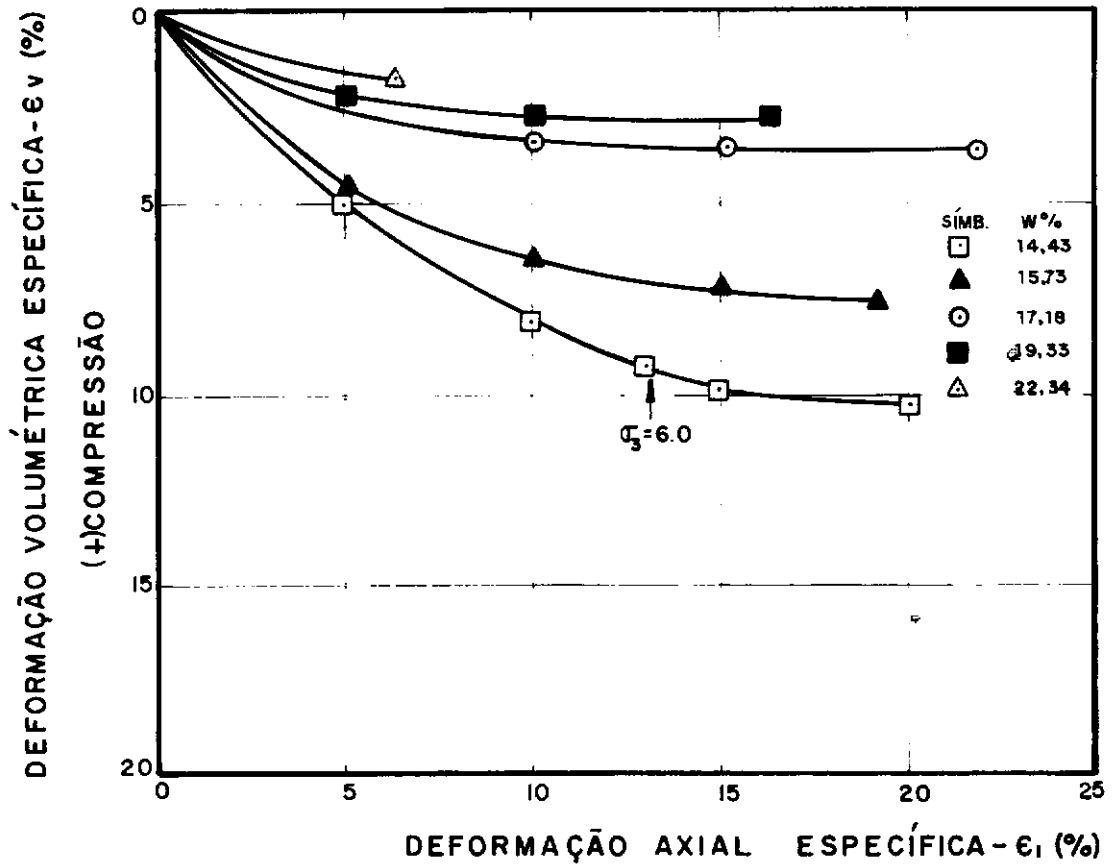
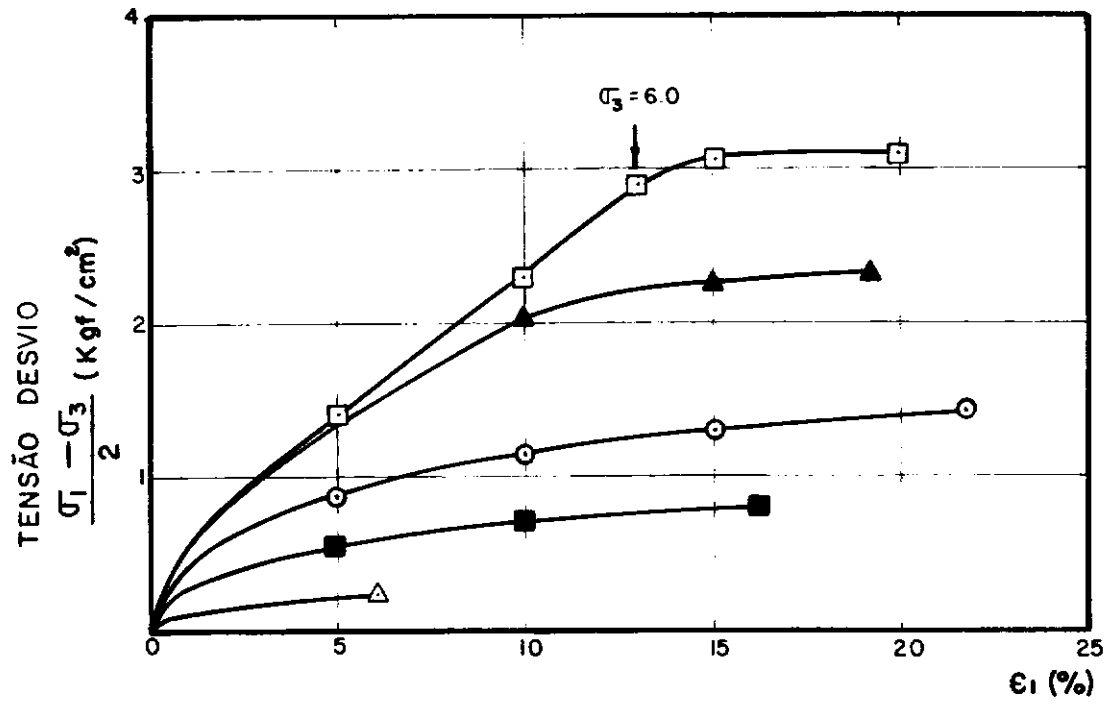


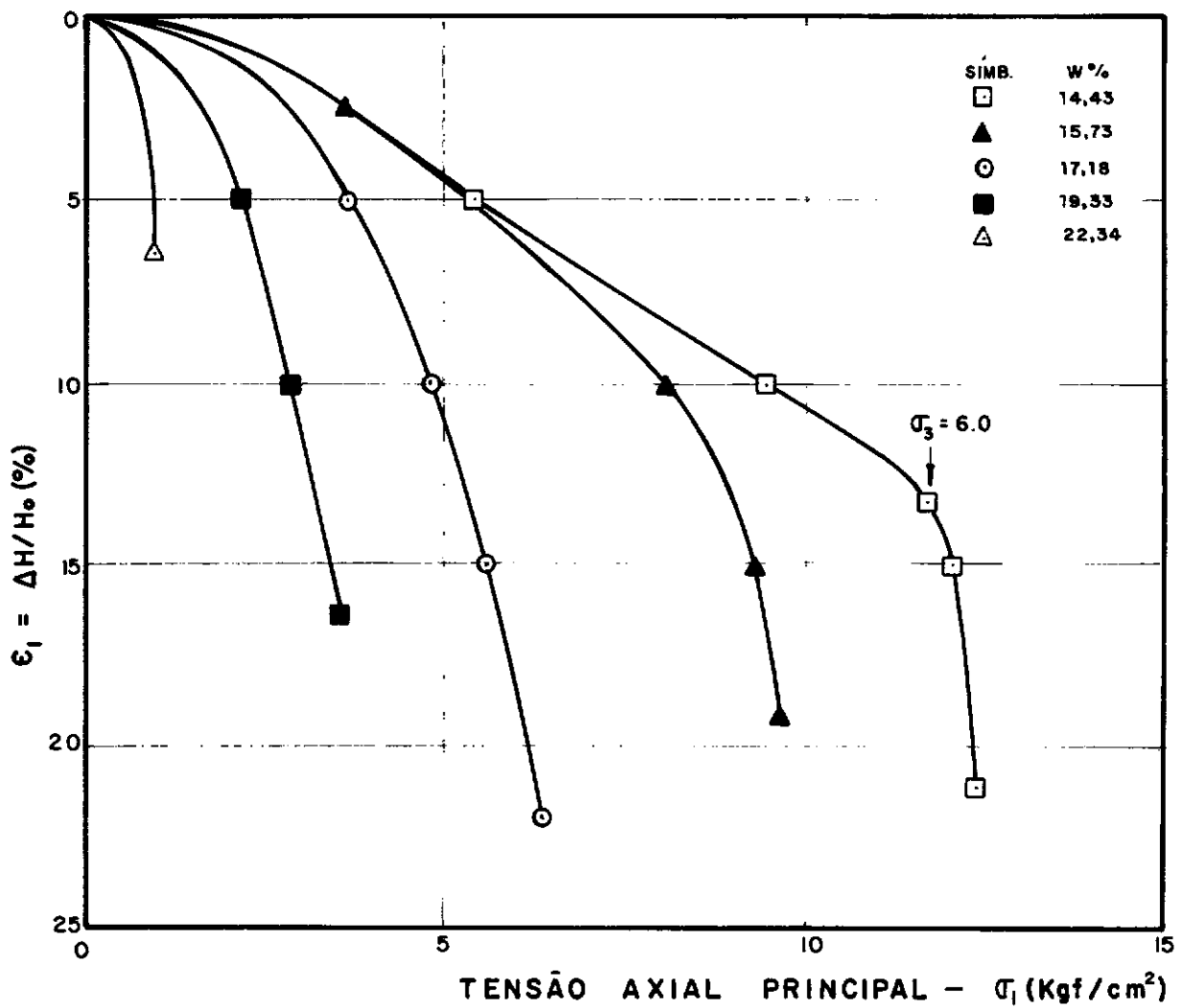
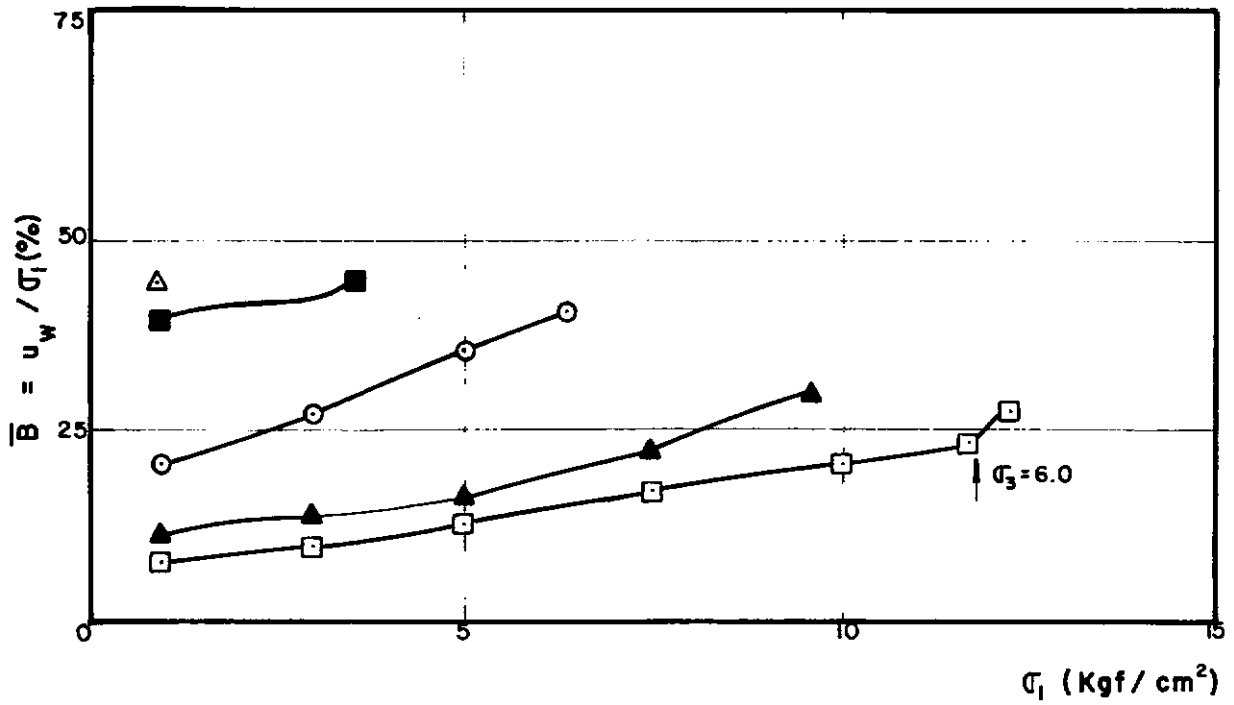
TRAJETÓRIAS E ENVOLTÓRIA DE PRESSÕES EFETIVAS
AMOSTRA N°15

CORPO DE PROVA	W _o (%)	γ _{do} (gf/cm ³)	e _o	S _o (%)	ε _{1f} (%)	ε _{v f} (%)	q _f (kgf/cm ²)	p̄ _f (kgf/cm ²)	σ _{3f} (kgf/cm ²)	K = $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$
1 □	14.43	1.67	0.58	65.65	20.00	10.20	3.10	5.63	6.00	0.5
2 ▲	15.73	1.69	0.56	74.20	19.20	7.50	2.33	4.43	5.00	0.5
3 ○	17.18	1.73	0.52	86.62	21.80	3.70	1.45	2.35	3.50	0.5
4 ■	19.33	1.65	0.59	86.20	16.30	2.90	0.79	1.16	2.00	0.5
5 △	22.34	1.58	0.67	88.10	6.30	1.80	0.24	0.29	0.50	0.5
6 ●										
7 ▣										
8 ▽										
9 ●										
10 ∇										
q _f = 0.16 + 0.51 p̄ _f (kgf/cm ²)			ā = 0.16 (kgf/cm ²)		ᾱ = 27.2°		C̄ = 0.19 (kgf/cm ²)		φ̄ = 30.7°	

TABELA 2.5

RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS — K = CTE — AMOSTRA Nº 16





AMOSTRA Nº 16

FIG.2.21

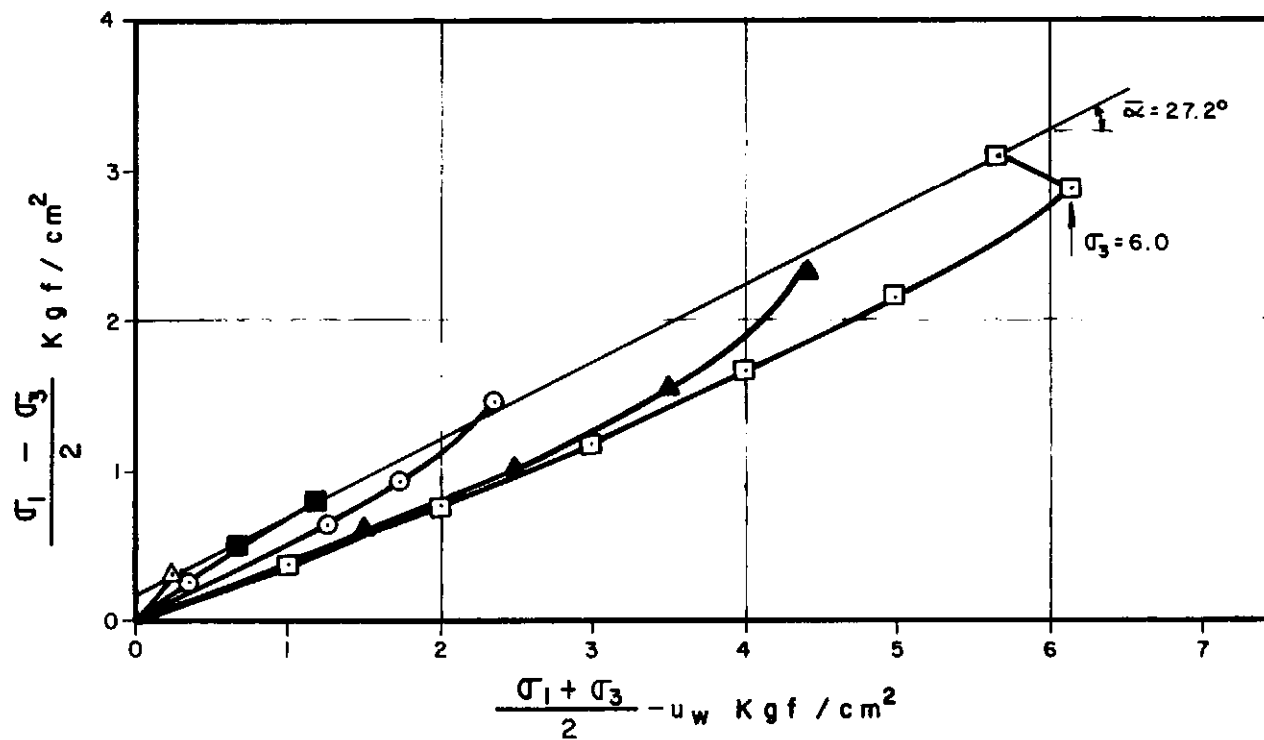
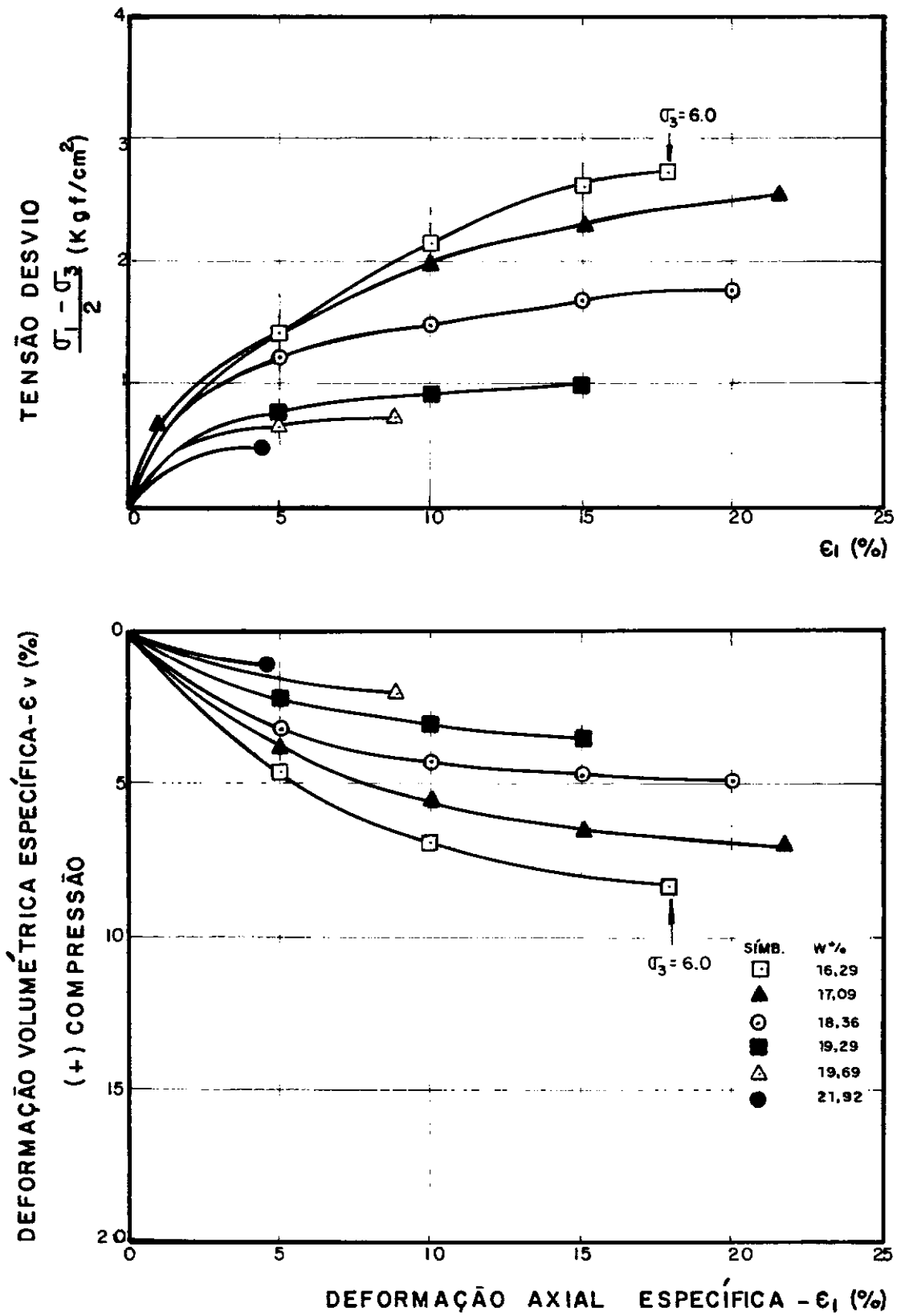


FIG. 2.22

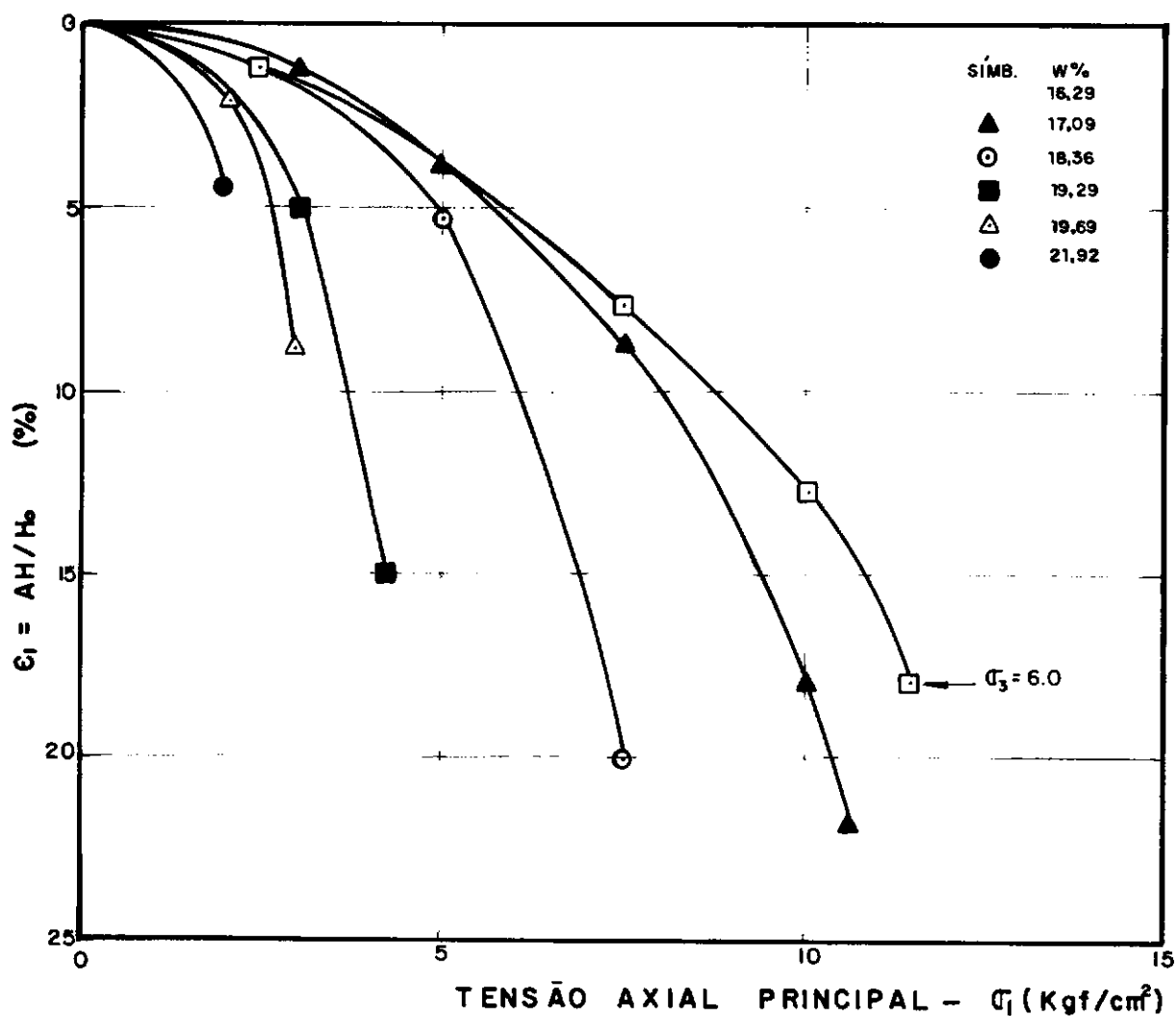
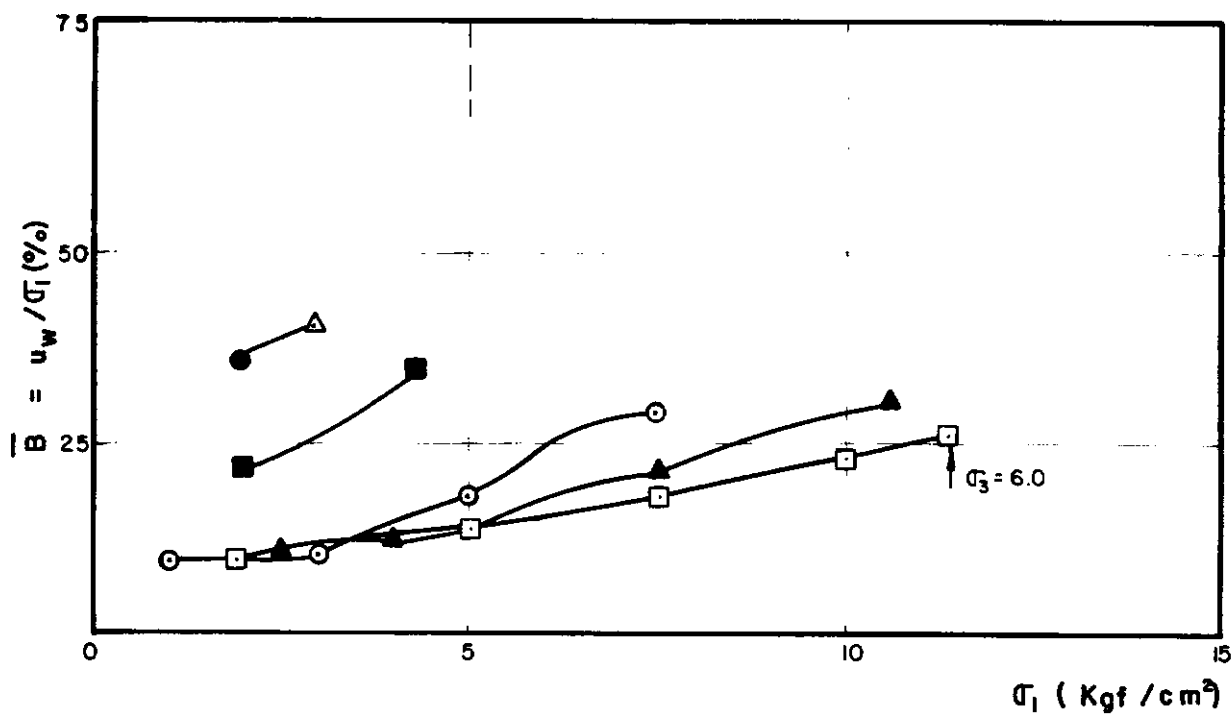
TRAJETÓRIAS E ENVOLTÓRIA DE PRESSÕES EFETIVAS
AMOSTRA Nº 16

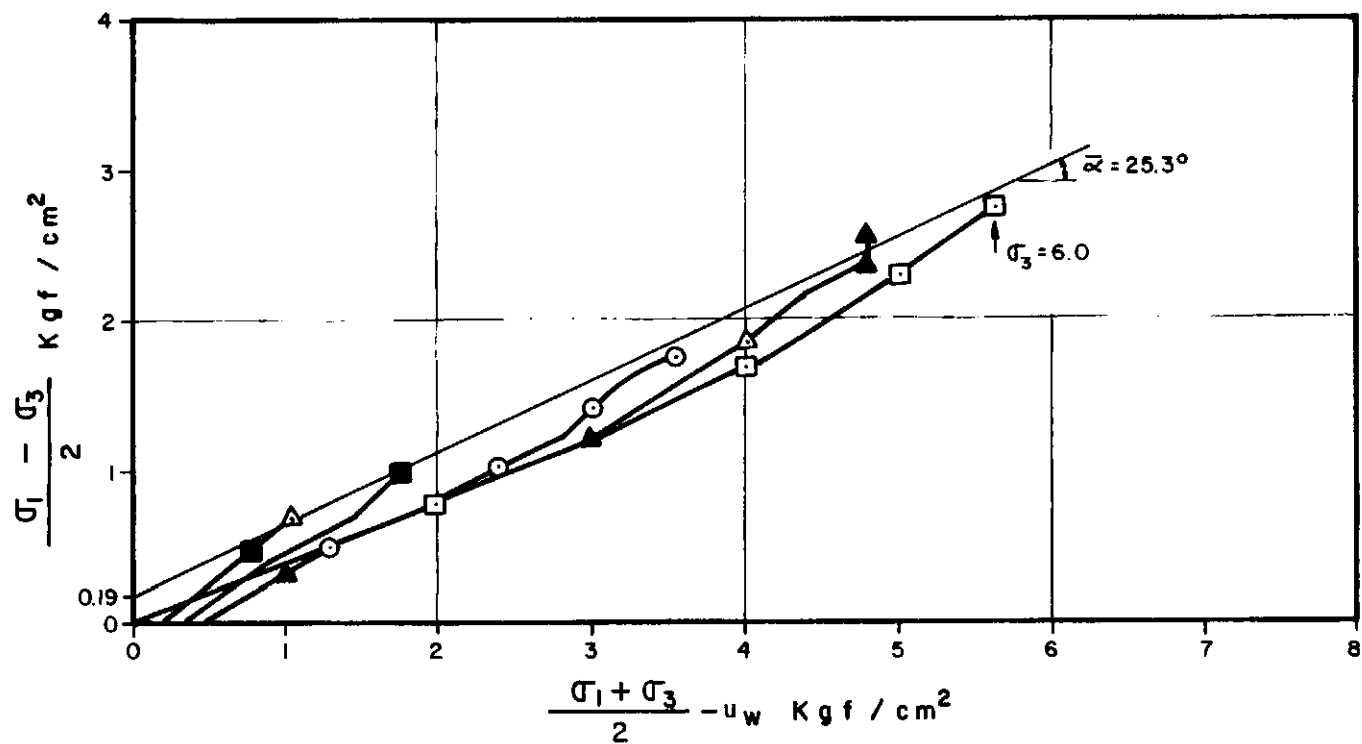
CORPO DE PROVA	W_o (%)	γ_{d_o} (gf/cm^3)	e_o	S_o (%)	ϵ_{lf} (%)	ϵ_{vf} (%)	q_f (kgf/cm^2)	\bar{p}_f (kgf/cm^2)	σ_{3f} (kgf/cm^2)	$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$
1 □	16.29	1.64	0.64	68.33	24.00	8.25	2.73	5.64	6.00	0.5
2 ▲	17.09	1.65	0.62	73.80	21.70	7.10	2.55	4.80	5.50	0.5
3 ○	18.36	1.70	0.58	84.84	20.20	4.90	1.74	3.27	3.50	0.5
4 ■	19.29	1.66	0.62	83.52	15.00	3.60	0.99	1.75	2.25	0.5
5 △	19.69	1.64	0.64	82.76	9.00	2.10	0.69	1.04	1.50	0.5
6 ●	21.92	1.65	0.63	93.13	4.50	1.20	0.47	0.77	1.00	0.5
7 ▣										
8 ▽										
9 ●										
10 ♂										
$q_f = 0.17 + 0.47 \bar{p}_f$ (kgf/cm^2) $\bar{a} = 0.17$ (kgf/cm^2) $\bar{\alpha} = 25.3^\circ$							$\bar{C} = 0.19$ (kgf/cm^2)	$\bar{\phi} = 28.0^\circ$		



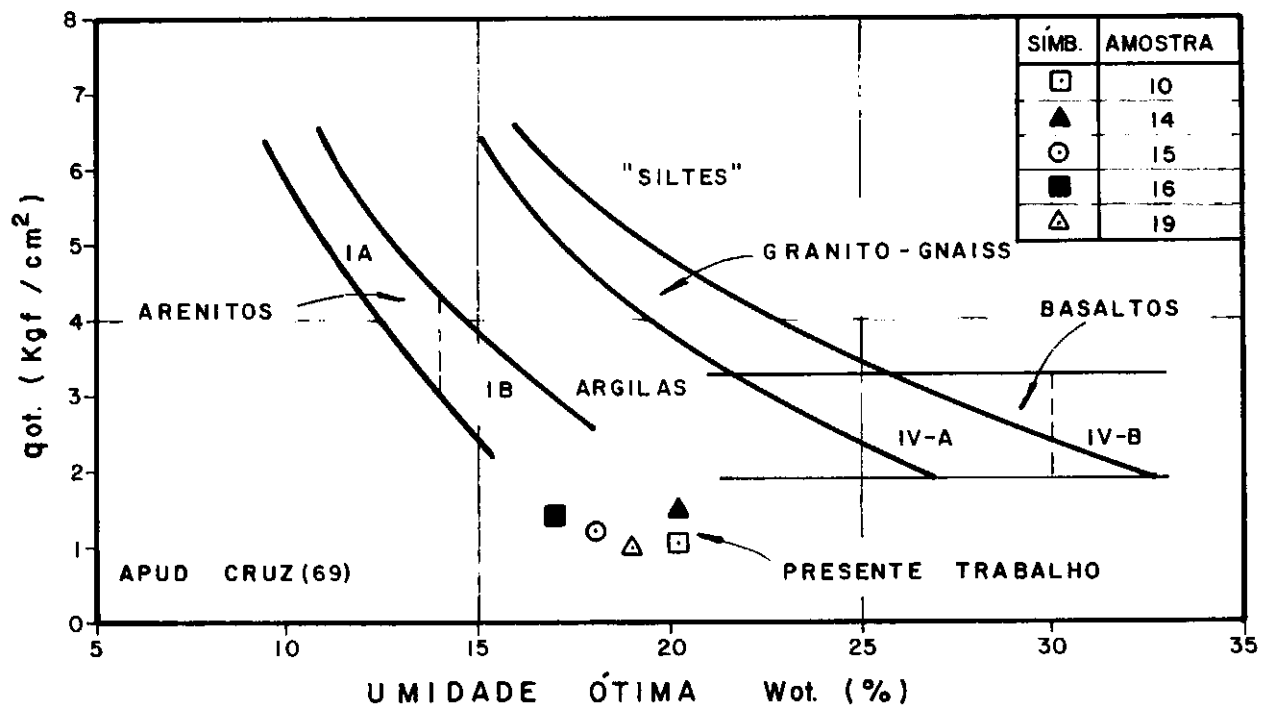
AMOSTRA Nº 19

FIG.2.23

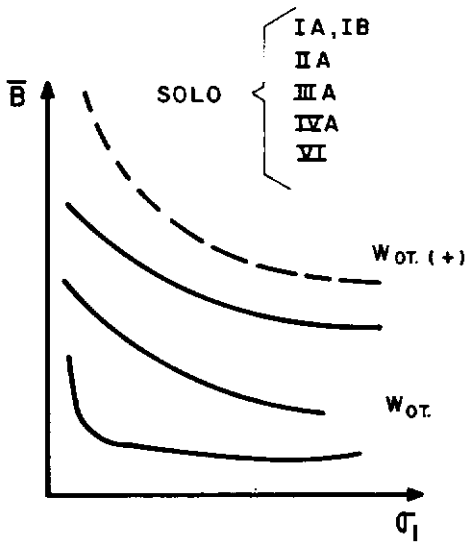




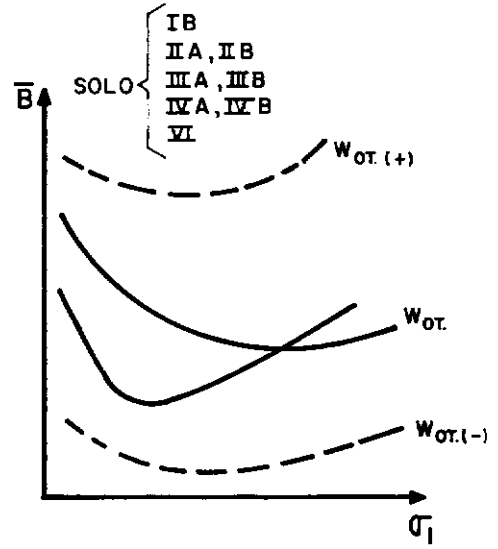
TRAJETÓRIAS E ENVOLTÓRIA DE PRESSÕES EFETIVAS
AMOSTRA Nº 19



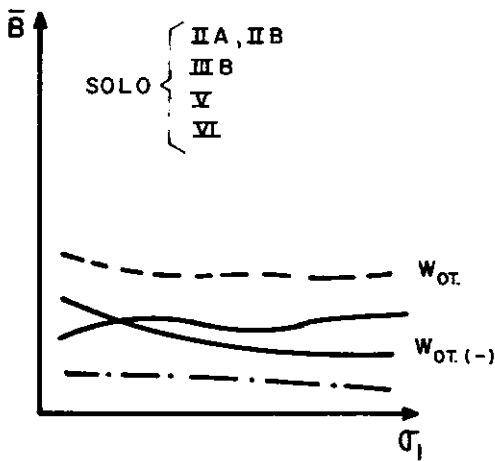
RESISTÊNCIA NÃO DRENADA NA UMIDADE ÓTIMA



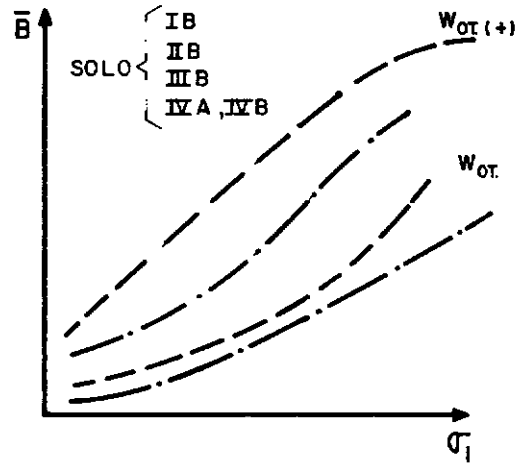
CURVA TIPO I



CURVA TIPO Ia



CURVA TIPO II

CURVA TIPO III - SOLO D
PRESENTE TRABALHOAMOSTRA \bar{B}_{ot} (médio)

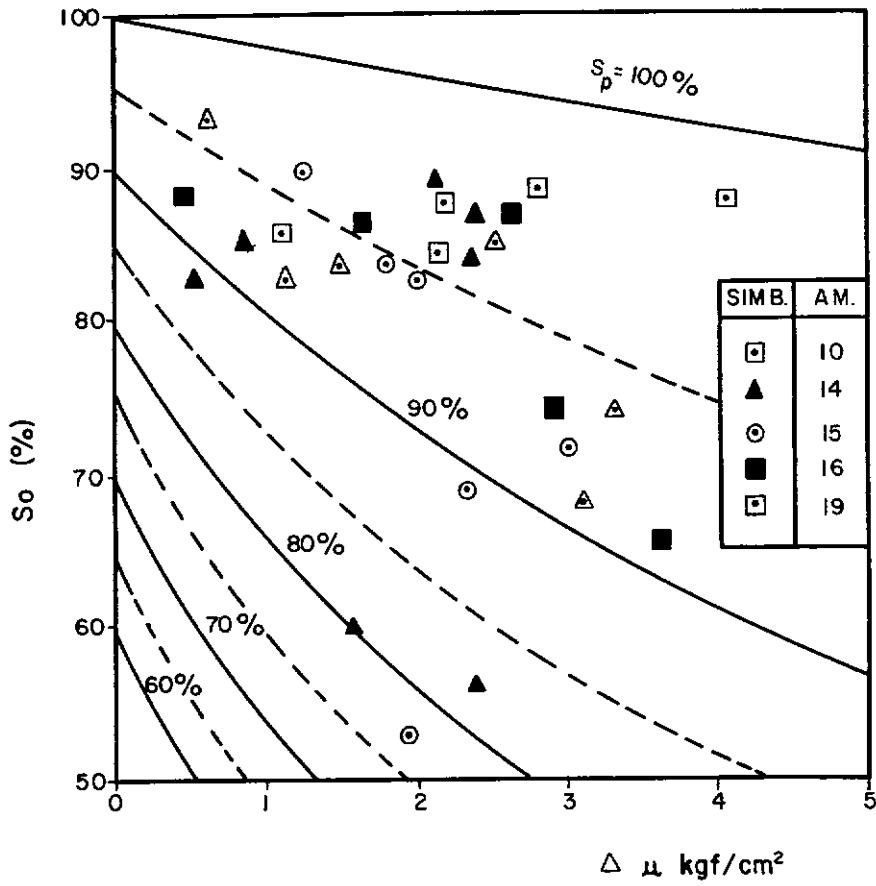
GRUPO	SOLO
I	ARENITO
II	GRANITO GNAISS
III	SILTITO ARGILITO
IV	BASALTOS
V	ROCHAS ALCALINAS
VI	COLUVIAIS

10	—	40 %
14	—	32 %
15	—	27 %
16	—	28 %
19	—	27 %

APUD CRUZ (66) (69)

CURVAS TÍPICAS DO PARÂMETRO \bar{B}

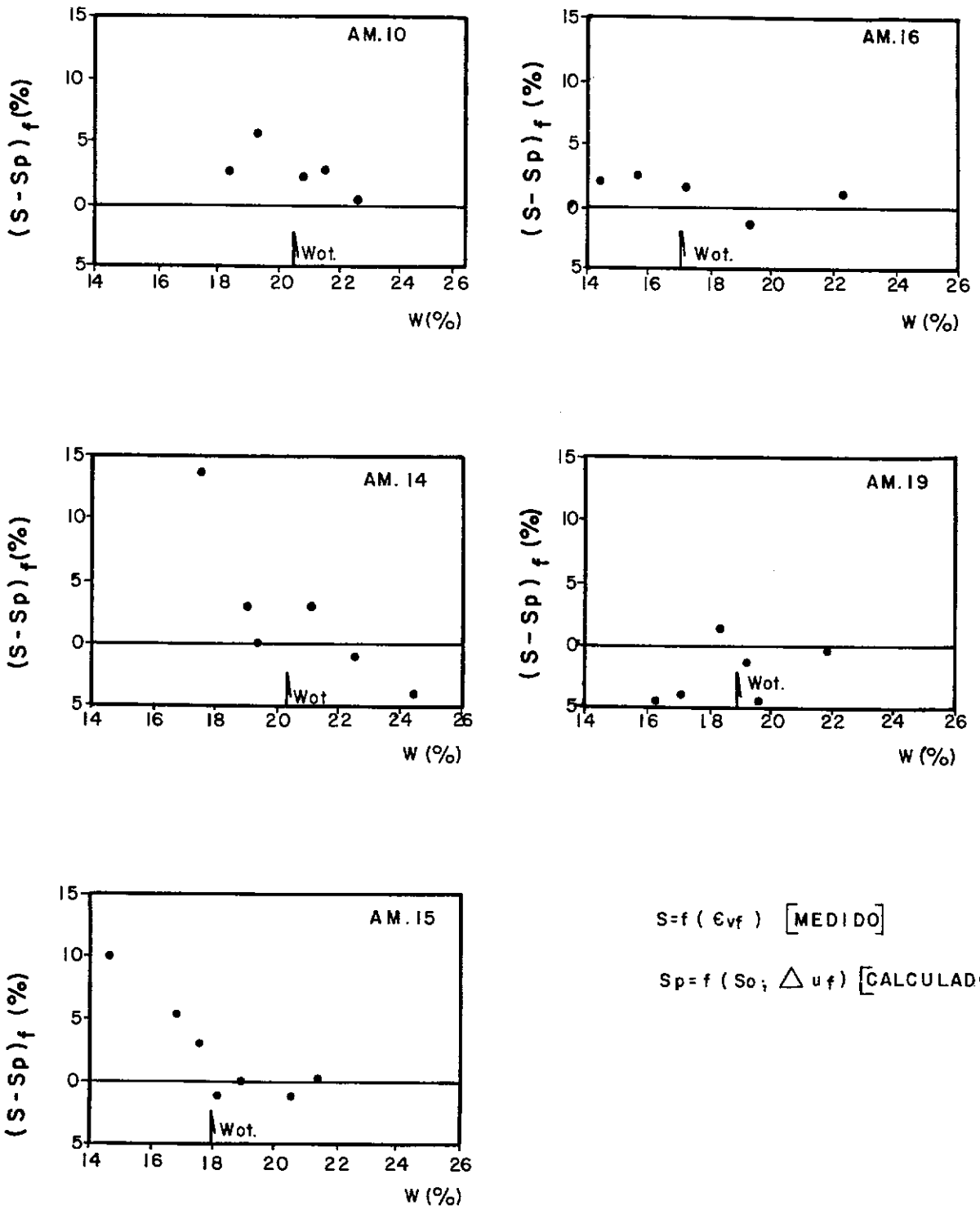
FIG. 2.27



S_p CALCULADO PELA EQUAÇÃO 2.1

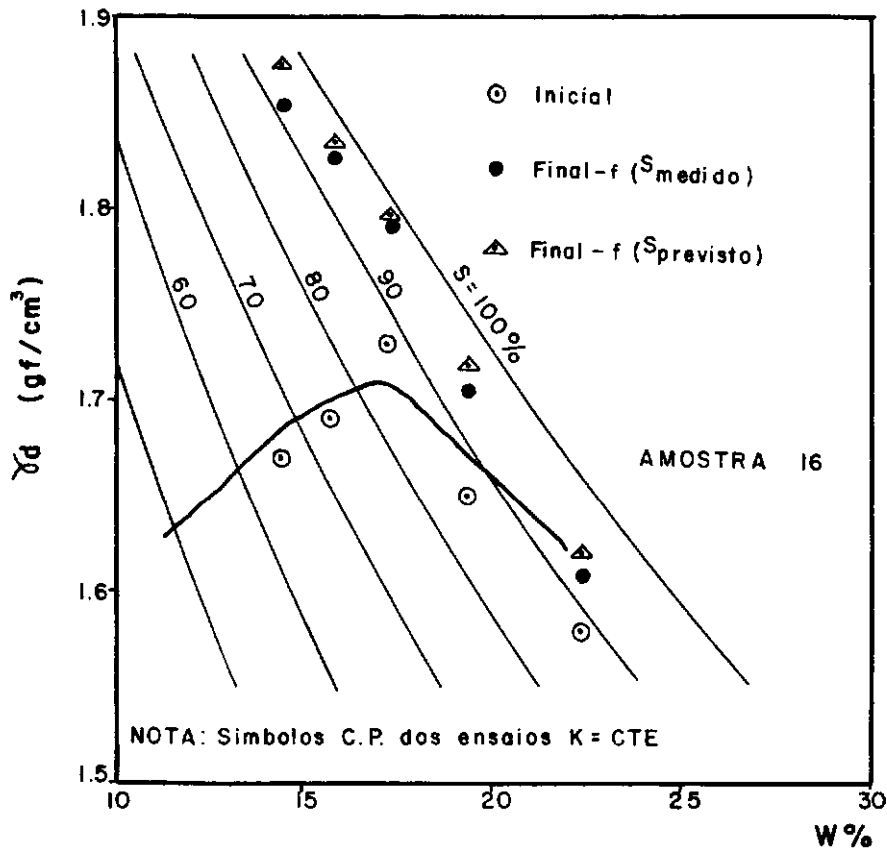
GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL VERSUS ACRÉSCIMO
DE PRESSÃO NEUTRA (na ruptura)

FIG. 2.28

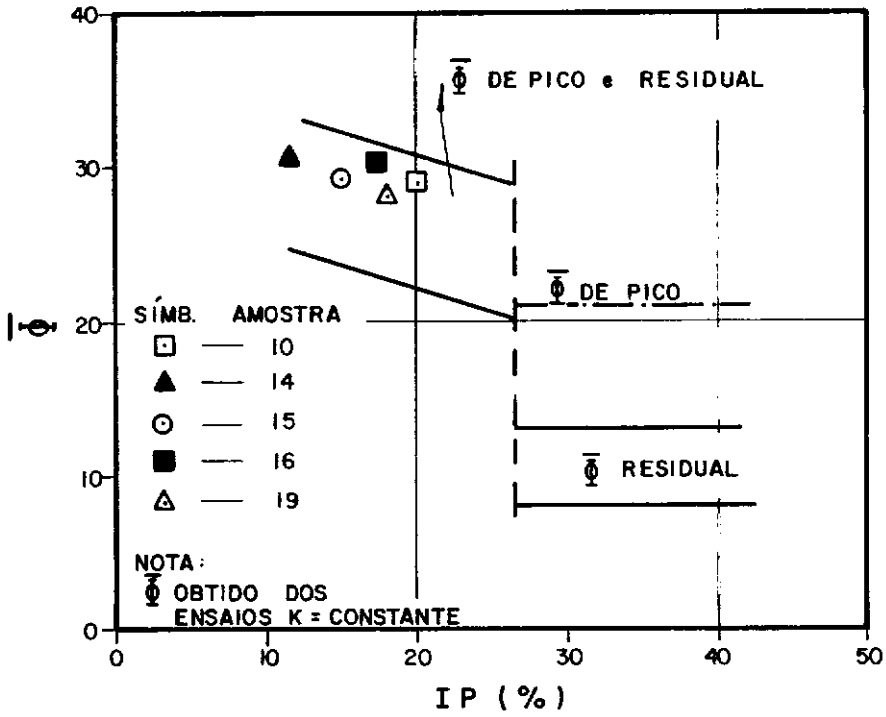


DIFERENÇA ENTRE GRAUS DE SATURAÇÃO MEDIDO E PREVISTO (na ruptura) VERSUS UMIDADE DE COMPACTAÇÃO

FIG. 2.29



PESO ESPECÍFICO SÊCO (INICIAL E FINAL) VERSUS
UMIDADE DE COMPACTAÇÃO



OBS: FAIXAS DOS VALORES DE VAUGHAN (78) PARA ARGILAS SEDIMENTARES BRITÂNICAS COMPACTADAS

ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO VERSUS ÍNDICE DE PLASTICIDADE

FIG. 2.31

CAPÍTULO 3

SECAGEM DE UM SOLO COMPACTADO

CAPÍTULO 3 - SECAGEM DE UM SOLO COMPACTADO

3.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo mostra o comportamento de um solo compactado quando submetido à secagem lenta (ao ar). Corpos-de-prova da amostra 16 foram compactados ao longo da curva Proctor Normal, com o objetivo de estabelecer o comportamento deste solo nos ramos seco e úmido da referida curva. A caracterização desta amostra é apresentada na tabela 2.1.

3.2 - LIMITE DE CONTRAÇÃO

Entende-se por secagem de uma massa de solo como sendo a redução de sua umidade devido à evaporação da água intersticial, geralmente acompanhada da redução de seu volume. O desenvolvimento de pressões capilares, neste caso, é relevante. A intensidade do processo depende à princípio da distribuição granulométrica, tipo de estrutura, assim como da grandeza das pressões capilares desenvolvidas.

O modelo de Taylor (48) para pressões capilares estabelece que o valor da pressão de tração na água, u_c , é definido como:

$$u_c = - \frac{2T_s}{rc} \text{ , onde:}$$

T_s = tensão capilar desenvolvida no contato menisco-esqueleto, sendo a mesma igual a 75 dinas/cm, para água;

r_c = raio do menisco formado.

A pressão aplicada à fase sólida durante o processo de secagem é função da pressão capilar desenvolvida, visto que $\sigma = \bar{\sigma} + u$ e, neste caso, o carregamento aplicado é nulo sendo a referida pressão definida como $\bar{\sigma} = -u_c$.

Considerando-se o raio do menisco igual ao raio efetivo do solo r_{10} (raio correspondente a 10% do peso total das partículas do solo), pode-se chegar aos seguintes valores de pressão capilar:

- areias finas ($r_{10} = 0.05\text{mm}$), $\bar{\sigma} = 0.03 \text{ kgf/cm}^2$;
- siltes ($r_{10} = 0.0025\text{mm}$), $\bar{\sigma} = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$;
- argilas ($r_{10} = 0.1\mu\text{m}$), $\bar{\sigma} = 15 \text{ kgf/cm}^2$.

Taylor (48) observa, ainda, que tais valores de pressão efetiva poderão corresponder ao valor da tensão axial necessária para romper uma amostra com umidade igual à do limite de contração.

Limite de contração w_s de um solo, corresponde a umidade abaixo da qual a desidratação do mesmo, teoricamente, não mais provoca a redução de seu volume. No intervalo $0 \leq w \leq w_s$, a quantidade de água intersticial não é suficiente para cobrir todas as superfícies das partículas sólidas. Entretanto, neste intervalo pode ocorrer uma redução de cerca de 5% da contração total segundo observa Terzaghi, de acordo com Means & Parcher (64).

A umidade de contração determinada segundo a figura 3.1 (MB-55; ASTM D 427-39) considera, apenas, medições correspondentes aos estados pós-moldagem e seco de uma pasta de solo amolgada com umidade inicial maior que o limite de liquidez do solo. A trajetória de secagem considerada no ensaio

corrente é a apresentada na figura 3.2 e, como observa Costa Nunes (58), corresponde ao adensamento triaxial isotrópica de uma pasta de solo saturado. O Anexo B enfoca mais detalhes o ensaio corrente para determinação do limite de contração.

Means & Parcher (64) consideram que no limite de contração uma amostra de solo saturado, possui índice de vazios (ou umidade) conforme definido na figura 3.3, ou seja pela interseção das curvas índice de vazios versus tensão efetiva devido à capilaridade, curva C, e índice de vazios versus pressão de consolidação, curva B. Num determinado instante todos os meniscos tem diâmetro (igual a dos poros) ϕ_1 (curva A) o que corresponde a uma pressão efetiva $\bar{\sigma}_1$, logo a evaporação da água intersticial pode promover uma redução de volume que poderia levar a amostra a um índice de vazios e_2 . A partir da interseção das duas curvas a evaporação não mais provoca redução do volume da amostra. Segundo os autores, no limite de contração estabelece-se o menor menisco no maior poro da amostra.

3.3 - ALGUMAS CARACTERÍSTICAS DE CONTRAÇÃO DE SOLOS COMPACTADOS

O ensaio de contração usual, como vimos, é realizado sobre uma pasta de solo amolgado, com umidade maior ou igual que o limite de liquidez. Os solos compactados em umidades bem abaixo do limite de liquidez exibem uma estrutura distinta, e, portanto, deve-se esperar um comportamento também distinto na secagem.

Com efeito, os resultados dos ensaios de contração

realizados por Pacey (56) revelam que as amostras compactadas no ramo úmido experimentam uma contração maior que as amostras compactadas no ramo seco. A figura 3.4 mostra que a contração aumenta com o aumento do grau de paralelismo inicial das partículas. Os resultados de Tiles (57) confirmam as tendências anteriores como mostra a figura 3.5.

Os resultados de Seed & Chan (59) mostrados na figura 3.6, revelam que a contração das amostras compactadas no ramo úmido é maior que a contração das amostras compactadas no ramo seco. Além disso, os autores mostram que a pré-saturação de amostras compactadas no ramo seco não provoca um aumento da contração total das mesmas, ou seja, não modifica a tendência inicial de tais amostras. A figura 3.7 mostra que a contração de um solo compactado depende do método de compactação utilizado, que influencia diretamente na "estrutura" do solo.

Marsal (79) apresenta trajetórias de secagem de quatro solos distintos, como mostra a figura 3.8. As trajetórias de secagem, de uma maneira geral, apontam a umidade ótima como ponto de inflexão das referidas curvas. Os limites de liquidez, plasticidade e umidade ótima de tais solos (SC, CH, MH, SM) estão plotados na figura 2.9 do presente trabalho. O referido autor mostra através da figura 3.9 que a desidratação de amostras compctadas no ramo úmido e nas proximidades da umidade ótima provoca um encurtamento anisotrópico das mesmas. Já Haggarty (57) observou uma contração isotrópica nas amostras compactadas no ramo seco.

3.4 - VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA OBSERVADA DURANTE A SECAGEM DE UM SOLO (CL) COMPACTADO

3.4.1 - ENSAIOS REALIZADOS

Com o objetivo de identificar o comportamento durante a secagem de um solo quando compactado, corpos-de-prova da amostra 16, foram compactados por pisoteamento e submetidos à secagem lenta (ao ar). A temperatura média durante a secagem foi cerca de 20°C (temperatura no laboratório). Além disto, corpos-de-prova compactados no ramo seco foram pré-saturados a volume constante antes de submetidos à secagem, na tentativa de configurar a influência do aumento da umidade no comportamento dos mesmos. Pastas de solo foram também moldadas com umidades próximas ao limite de liquidez com o objetivo de determinar o limite de contração pelo método MB-55, já enfocado no item 3.2.

A tabela 3.1 apresenta os resultados dos ensaios de contração. As pastilhas p_1 e p_2 com volume inicial de 15cm^3 foram obtidas segundo a metodologia do ensaio de contração. As pastilhas 1 a 8 com $V_o = 12.5\text{cm}^3$ foram obtidas de corpos-de-prova compactados por pisoteamento com as mesmas características dos ensaios triaxiais $K = \text{constante}$ (ver item 2.3.2). As pastilhas 9 a 11 foram obtidas de maneira semelhante às anteriores, porém, a saturação dos corpos-de-prova foi aumentada previamente. Para tal, os mesmos foram saturados por contrapressão em célula triaxial. As pastilhas 11 e 12 com $V_o = 6.5\text{cm}^3$ foram obtidas de corpos-de-prova compactados num anel oedométrico com $\phi = 63\text{mm}$, através da aplicação de 10 vezes a

força de 15 kgf em cada uma das cinco camadas com pisoteador de diâmetro de 36mm, desenvolvido por Silveira (79). Antes da obtenção das pastilhas, os corpos-de-prova foram levados à célula oedométrica e submetida a uma pressão de consolidação de 0.05 kgf/cm^2 durante a saturação. Durante esta fase não foi registrada variação apreciável de volume dos mesmos.

As pastilhas obtidas segundo a metodologia acima foram expostas ao ar. Foram feitas determinações de peso e volume durante o processo de secagem lenta. Quando o volume das mesmas tendia a um valor constante, as pastilhas eram submetidas à secagem rápida (levadas a uma estufa com temperatura de 100°C). As determinações de peso e volume finais foram feitas após cerca de 24 horas.

Foram feitas duas determinações de limite de contração a partir de pastas de solo saturado sem medições interdiárias de peso e volume. Tais resultados apreciados juntamente com os das pastilhas p_1 e p_2 definiram o limite de contração do solo da amostra 16 como sendo $w_s = 12\%$.

3.4.2 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.4.2.1 - TRAJETÓRIAS DE SECAGEM

As figuras 3.10 a 3.12 apresentam as variações de peso específico aparente seco com o teor de umidade das pastilhas durante o processo de secagem. As figuras 3.13(a) e 3.14(a) apresentam por sugestão de Fredlund (79) as trajetórias de secagem segundo o gráfico $C = 100/\gamma_d$ ($100 \text{ cm}^3/\text{gf}$) versus umidade. Esta representação mostra com mais clareza as

tendências das trajetórias visto que as curvas de isosaturação são retilíneas no caso.

A partir das referidas figuras, podem-se tecer as seguintes considerações:

- a) nenhuma das trajetórias de secagem apresentou aspecto semelhante ao da trajetória teórica (figura 3.2), considerada no ensaio normalizado para determinação do limite de contração do solo, nem mesmo as trajetórias das pastilhas p_1 e p_2 (moldadas segundo a especificação do ensaio de contração). Não foi verificado em nenhuma das trajetórias um ponto de inflexão nas proximidades de $w = w_s = 12\%$;
- b) as trajetórias de secagem das pastilhas compactadas no ramo úmido seguiram paralelas a curva $S = 100\%$ até as proximidades da umidade ótima. A partir desta umidade, apresentaram aspecto semelhante ao das trajetórias das pastilhas compactadas no ramo seco, ou seja, cortando as curvas de isosaturação até o valor de peso específico final seco. Comportamento semelhante também foi observado por Marsal (79) como mostra a figura 3.9;
- c) as trajetórias de secagem das pastilhas pré-saturadas (compactadas no ramo seco) diferem das trajetórias das pastilhas compactadas no ramo úmido, ou seja, não seguem paralelas à $S = 100\%$ até as proximidades da umidade ótima. Tais trajetórias tendem ao valor de peso específico seco fi

nal cortando sempre as curvas de isosaturação. Este fato pode mostrar que a pré-saturação de pastilhas compactadas no ramo seco não modifica a estrutura inicial dos mesmos. Comportamento este já detetado nos trabalhos de Seed & Chan (59) como relatado no item 3.3;

- d) a forma da trajetória de secagem depende do tipo de solo. Quando compara-se a forma das trajetórias de secagem do solo do presente trabalho compactado no ramo úmido com as trajetórias dos solos de Marsal (79), apresentadas na figura 3.8, verifica-se que a forma da trajetória de secagem para umidades menores que a umidade ótima, é influenciada pelo tipo de solo.

3.4.2.2 - DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS

As figuras 3.13(b) e 3.14(b) apresentam as deformações volumétricas específicas em função das umidades de compactação das pastilhas. Verifica-se tanto para as pastilhas não-saturadas quanto para as pastilhas pré-saturadas que o aumento da umidade de compactação provoca o aumento da contração das amostras, comportamento este observado por Pacey (56) e Seed & Chan (59). Entretanto, os resultados da figura 3.14 (b) revelam que o aumento da umidade da pastilha antes do início do processo de secagem provoca um aumento da contração total da mesma, contrariando, assim, o que mostraram Seed & Chan (59) na figura 3.6.

Estabelece-se boa concordância entre pastilhas não-

saturadas e pré-saturadas quando a deformação volumétrica destas últimas é calculada segundo a hipótese de contração parcial. Tal condição considera V_0 como o volume obtido a partir da trajetória de secagem correspondente à unidade de compactação da pastilha e ΔV a variação (redução) de volume entre esta unidade e o solo seco em estufa.

As pastilhas compactadas no ramo seco e pré-saturadas até umidades $22.4\% w_{sat} \leq 24.6\%$ (segundo a tabela 3.1) apresentaram contração menor que as pastilhas compactadas no ramo seco úmido neste intervalo de umidade.

O quadro III.1 apresenta os valores de redução de índice de vazios com perda de umidade de 4 pastilhas. As trajetórias de secagem destas pastilhas são apresentadas nas figuras 3.10 e 3.12.

Pastilha	w_0 (%)	w_{sat} (%)	e (-)			
			w (%)			
			23-20	20-17	17-14	14-11
1	24.1	-	0.077	0.075	0.057	0.045
2	17.0	-	-	-	0.050	0.041
7	14.0	-	-	-	-	0.054
11	14.0	23.0	0.040	0.034	0.027	0.022

QUADRO III.1 - REDUÇÃO DE ÍNDICE DE VAZIOS COM PERDA DE UMIDADE

Através dos resultados do referido quadro, pode-se verificar que a compressibilidade do solo aqui utilizado, di-

minue durante o processo de secagem, como era de se esperar.

Comparando-se as reduções de vazios ocorridas nas pastilhas 7 e 11 no intervalo $11\% \leq w \leq 14\%$ verifica-se que a pastilha 7 é duas vezes mais compressível que a pastilha 11. A nosso ver este comportamento distancia-se do esperado, visto que as curvas da figura 3.14(b) mostraram que existe uma quase concordância entre deformações volumétricas de pastilhas compactadas no ramo seco não-saturados e pré-saturados. Este assunto já foi comentado anteriormente. Por outro lado, a pastilha 7 é cerca de 20% mais compressível que a pastilha 1 no intervalo considerado.

Os valores de compressibilidade da pastilha 1 nos intervalos $20\% \leq w \leq 23\%$ e $17\% \leq w \leq 20\%$ são, praticamente, iguais. E de acordo com a trajetória de secagem (figura 3.12), o grau de saturação é praticamente constante no intervalo $17\% \leq w \leq 23\%$. Neste intervalo o solo comporta-se de maneira semelhante ao modelo de Means & Parcher (64) apresentado no item 3.2. Abaixo da umidade ótima a redução da umidade e índice de vazios acarretam sempre uma diminuição do grau de saturação. Para a manutenção de um grau de saturação constante seria necessário a contribuição de um carregamento externo, ou seja, a intensidade da pressão capilar não provoca mais uma alteração substancial do volume da pastilha. Estas considerações aplicam-se, também, aos solos compactados no ramo seco, mesmo os pré-saturados.

Os resultados do Quadro III.1 evidenciam que a compressibilidade do solo compactado no ramo úmido diminui quando sua umidade atinge um valor inferior à umidade ótima. Entretanto, pode-se verificar que o mesmo conserva suas caracte

rísticas iniciais. Comparando-se os valores de compressibilidade das pastilhas 1 (ramo úmido) e 11 (ramo seco) no intervalo $11\% < w \leq 17\%$ verifica-se que o solo do ramo úmido é mais compressível que o solo do ramo seco. Comparando-se os valores de compressibilidade no intervalo $11\% < w \leq 14\%$ das pastilhas 1, 2 e 11, constata-se que quanto menor a umidade de compactação menor a compressibilidade neste intervalo.

Um tópico que merece investigações futuras é o fato da umidade ótima representar para o solo compactado no ramo úmido um ponto de mudança de comportamento. Na curva de compactação o solo compactado na umidade ótima possui índice de vazios mínimo. Segundo o enfoque do presente trabalho neste ponto a estrutura possui uma rigidez tal que a pressão capilar não mais acarreta uma deformação (i.é., redução de índice de vazios) que corresponda a uma saturação igual à do ramo úmido. Persiste a dúvida de porque a umidade ótima e não qualquer outra umidade (por exemplo, a umidade de contração) re presente uma mudança de comportamento. Para os solos estudados por Marsal (79) a umidade em questão também foi a umidade ótima, conforme relata o item 3.3.

3.4.2.3 - UMIDADE DE CONTRAÇÃO

A revisão da literatura mostra que existem pelo menos três métodos para a determinação do limite de contração de um solo:

- a) ensaio para determinação do limite de contração (MB-55 e ASTM D 427);
- b) a partir das trajetórias de secagem:

(b.1) umidade correspondente aos últimos 5% da contração total ($C = 5\%$), de acordo com Means & Parcher (64);

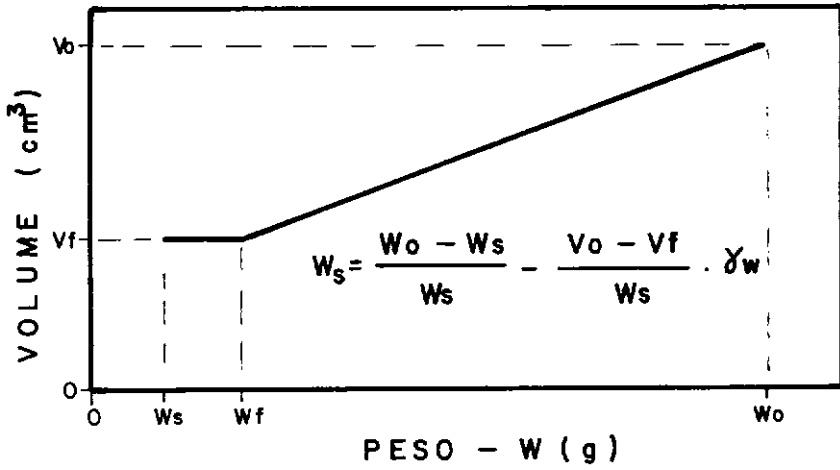
(b.2) umidade determinada pela interseção da as síndota passando pelo peso específico seco final com o prolongamento da parte inicial da trajetória de secagem (Método Gráfico - M.G.) Marsal (79).

A tabela 3.1 mostra os valores de umidade de contração calculados de acordo com estas duas hipóteses. A figura 3.15 apresenta os desvios ($\Delta w_s = w_s - w'_s$) destas umidades em relação à umidade estabelecida pelo ensaio corrente (MB-55) on de $w_\Delta = 12\%$. De acordo com a figura é possível verificar que o processo $C = 5\%$ e o processo M.G. estabelecem distintas umidades de contração, sendo que este último estabelece maiores umidades de contração (os desvios são menores). Pode-se verificar, também, que a pré-saturação pode aumentar o valor da umidade de contração (menores desvios que as pastilhas não-saturadas).

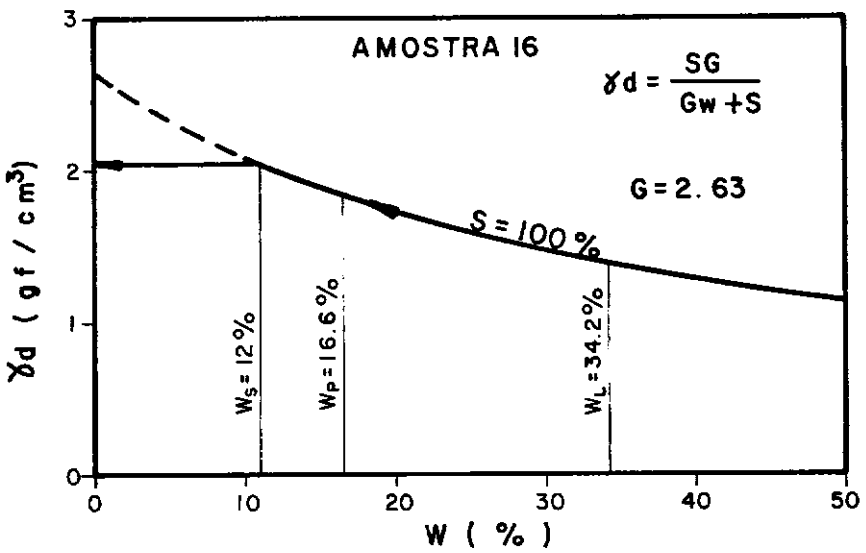
A coerência destes dois métodos pode ser avaliada pelos pequenos desvios obtidos para as pastilhas p_1 e p_2 , visto que tais pastilhas foram moldadas de acordo com o que estabelece a metodologia dos ensaios de contração.

Este trabalho permite recomendar que a umidade de contração de um solo compactado seja determinada através das trajetórias de secagem de pastilhas compactadas ao longo da curva de compactação característica. Isto porque a figura 3.15 mostra que não existe uma umidade de contração perfeitamente

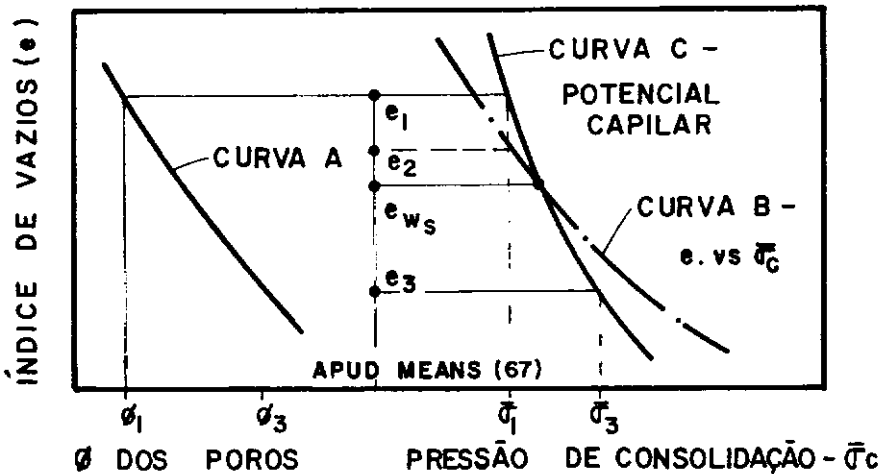
definida pois a mesma depende da umidade inicial de compactação do corpo-de-prova e, por conseguinte, de sua estrutura inicial.



DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE CONTRAÇÃO - FIG. 3.1



TRAJETÓRIA TEÓRICA DE SECAGEM - FIG. 3.2



PROCESSO DE CONTRAÇÃO - FIG. 3.3

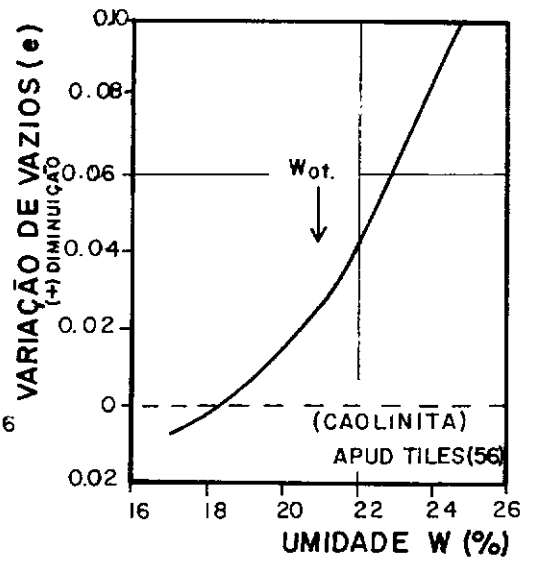
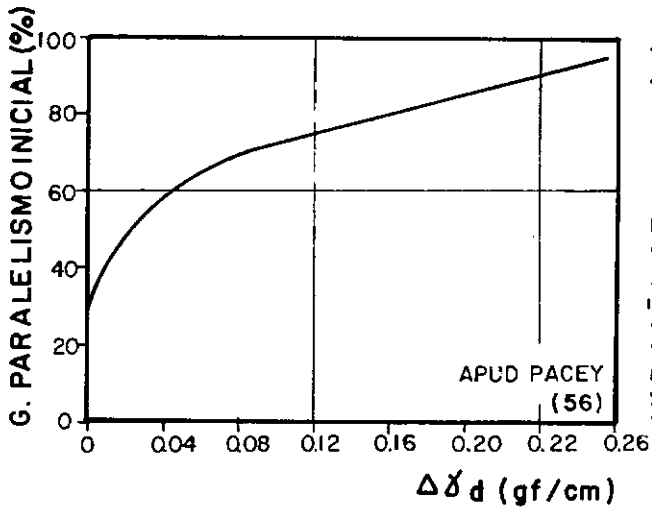


FIG. 3.4

FIG. 3.5

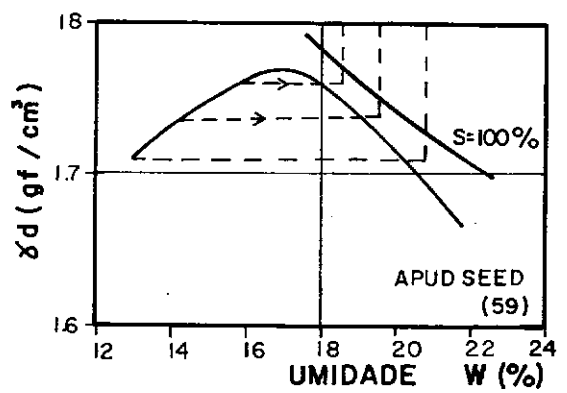
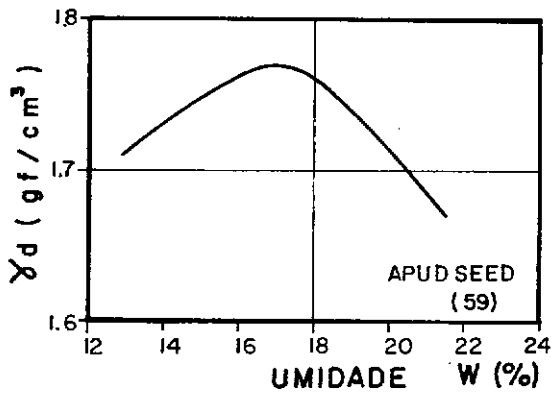
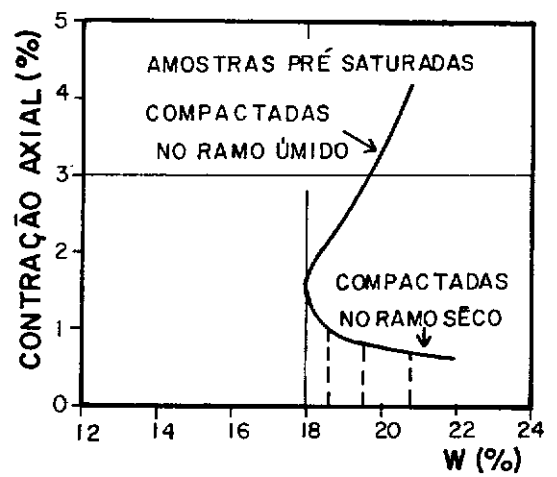
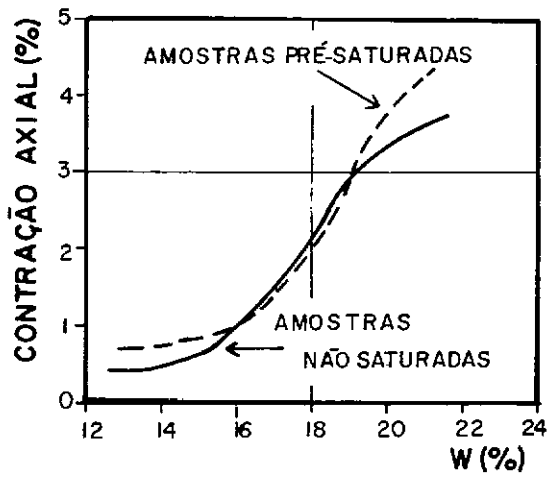


FIG. 3.6

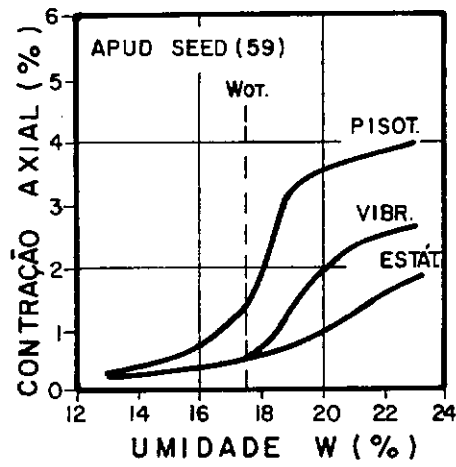


FIG. 3.7

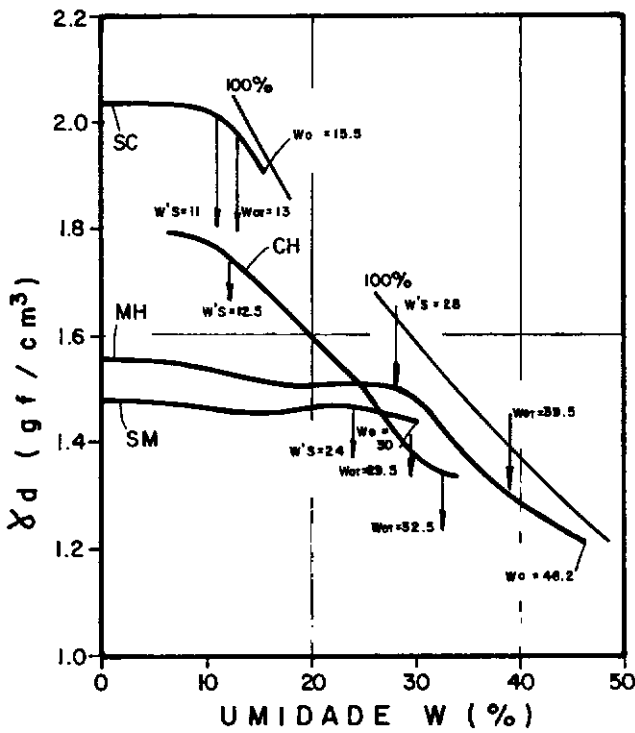


FIG. 3.8

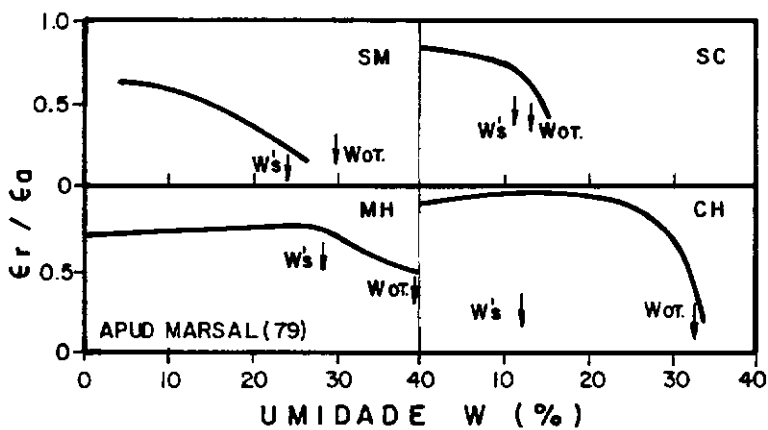


FIG. 3.9

PASTILHA	W _o (%)	W _{sat.} (%)	γ_{do} (γ_f/cm^3)	γ_{df} (γ_f/cm^3)	C 100cm ³ /gf	W _s ' (%)	
						C= 5 %	M. G.
P1	36.7		1.290	1.910	25.2	11.6	13.0
P2	36.6		1.304	1.918	25.1	11.2	12.5
1	24.1		1.572	1.960	12.6	8.4	10.0
2	17.0		1.717	1.874	4.9	6.6	8.0
3	16.7		1.694	1.830	4.4	7.0	7.6
4	16.3		1.717	1.860	4.5	6.0	8.0
5	13.9		1.695	1.823	4.2	4.0	5.0
6	14.4		1.672	1.805	3.7	4.8	5.2
7	14.0		1.568	1.695	5.1	3.8	5.8
8	9.5		1.580	1.620	1.6	5.0	5.7
9	15.6	23.0	1.615	1.357	8.1	6.8	9.0
10	15.6	22.4	1.580	1.793	7.5	5.9	8.9
11	14.0	23.0	1.600	1.773	6.1	6.1	9.0
12	10.2	23.0	1.470	1.625	6.6	4.8	6.6
13	8.2	24.6	1.453	1.590	5.9	5.0	7.0

C = CONTRAÇÃO VOLUMÉTRICA TOTAL

W_s = LIMITE DE CONTRAÇÃO = 12 % (MB)

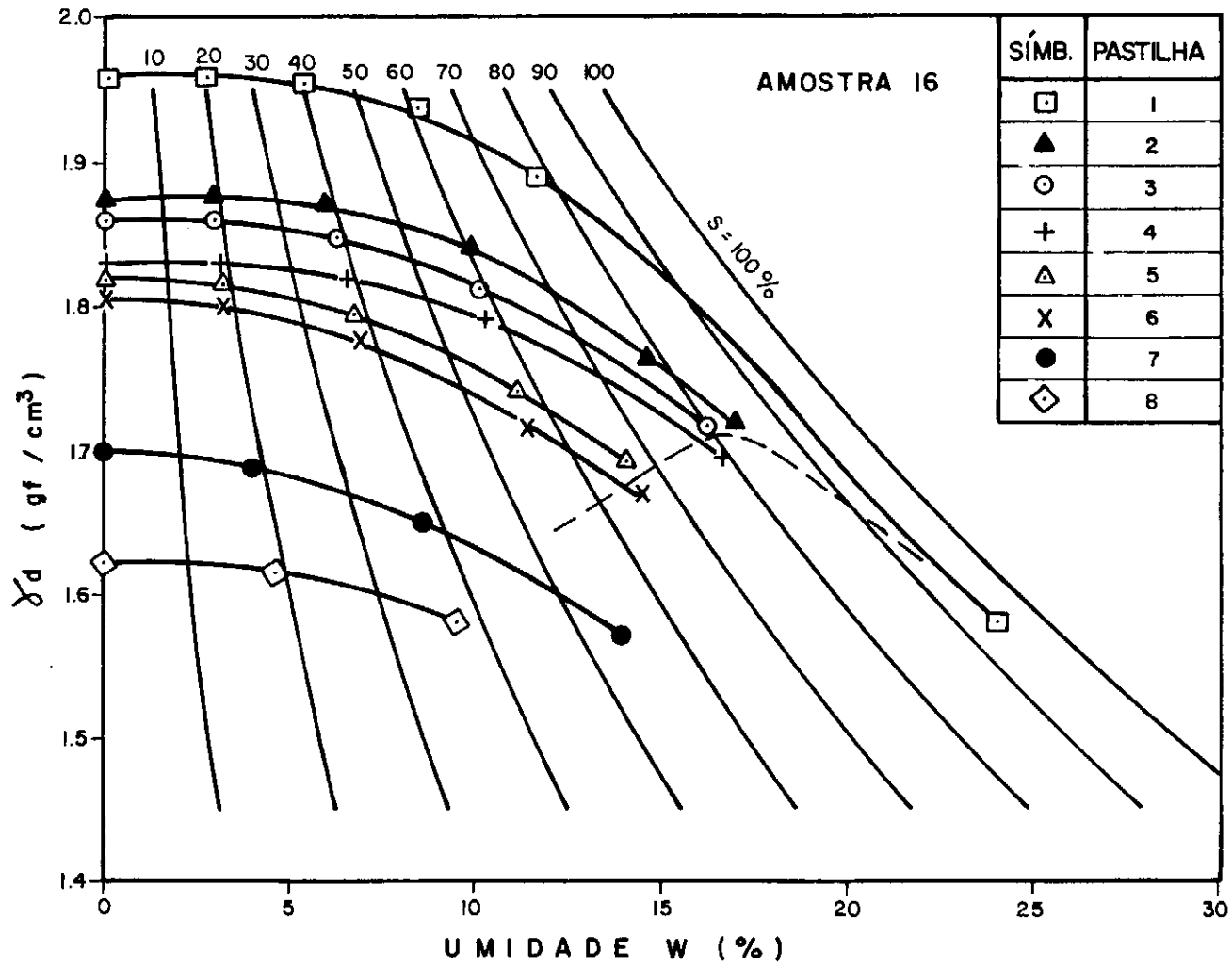
W_s' = LIMITE DE CONTRAÇÃO CALCULADO A PARTIR DAS
TRAJETÓRIAS DE SECAGEM

C = 5% DA CONTRAÇÃO TOTAL

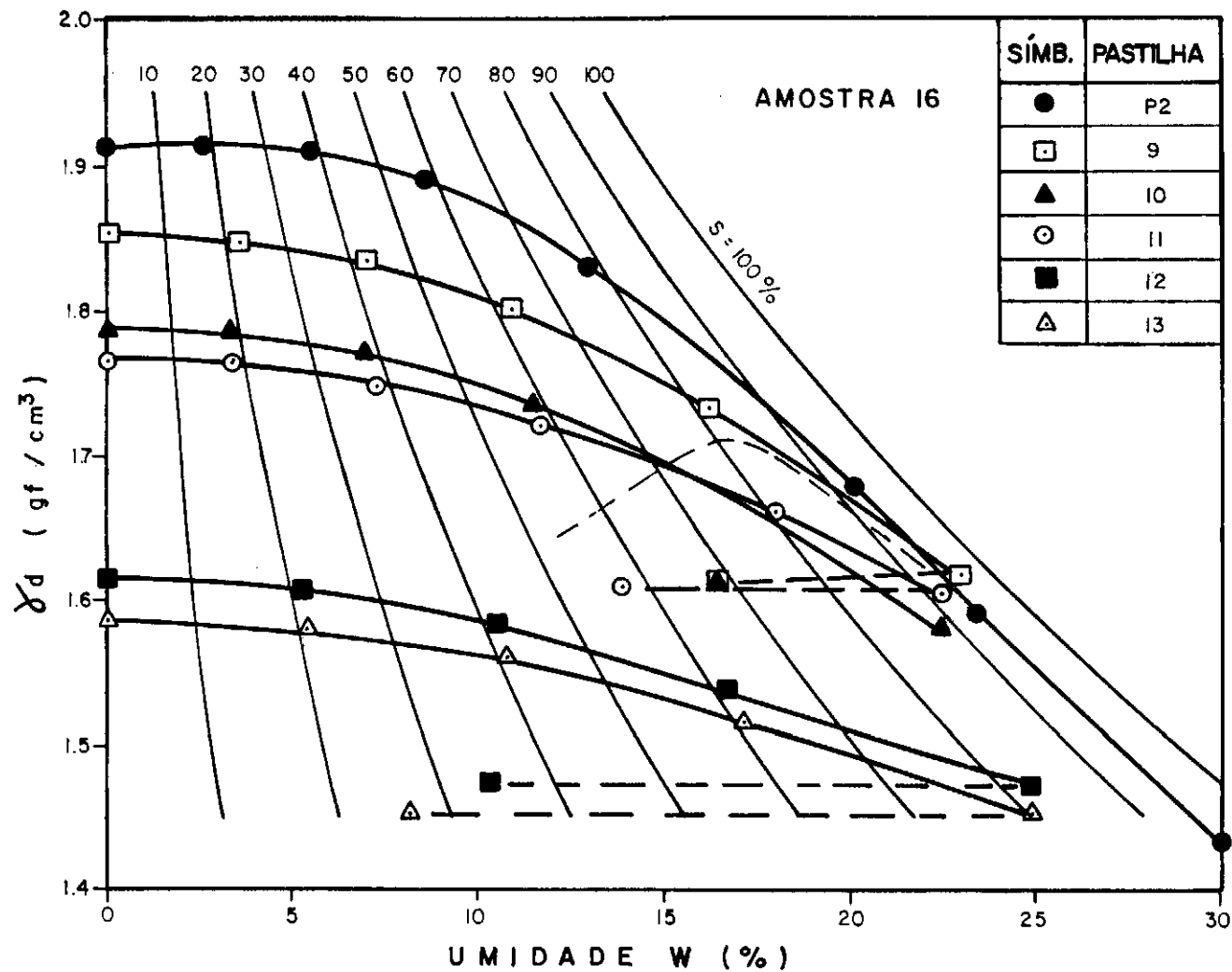
M.G. = MÉTODO GRÁFICO

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONTRAÇÃO AMOSTRA 16

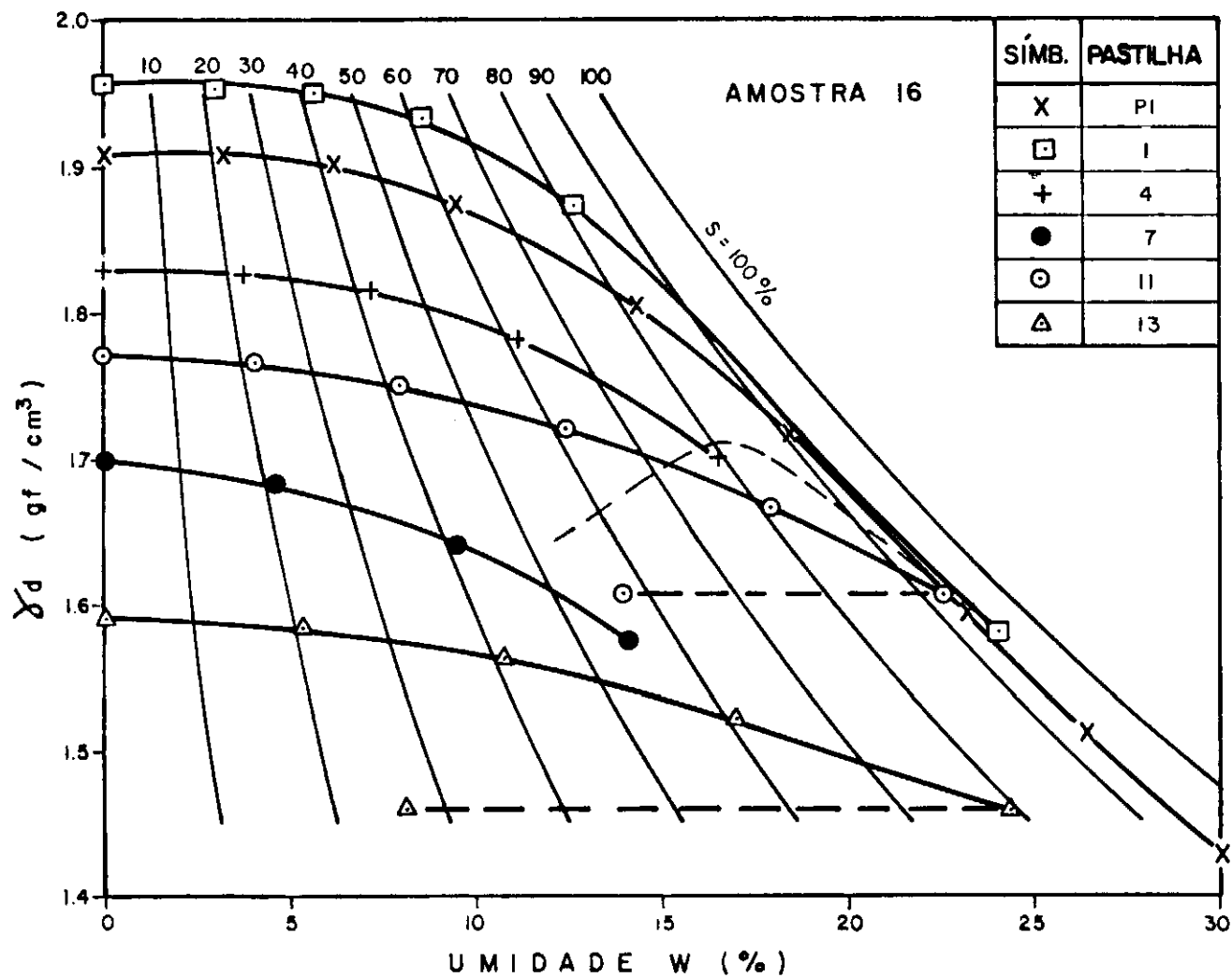
TABELA 3.1



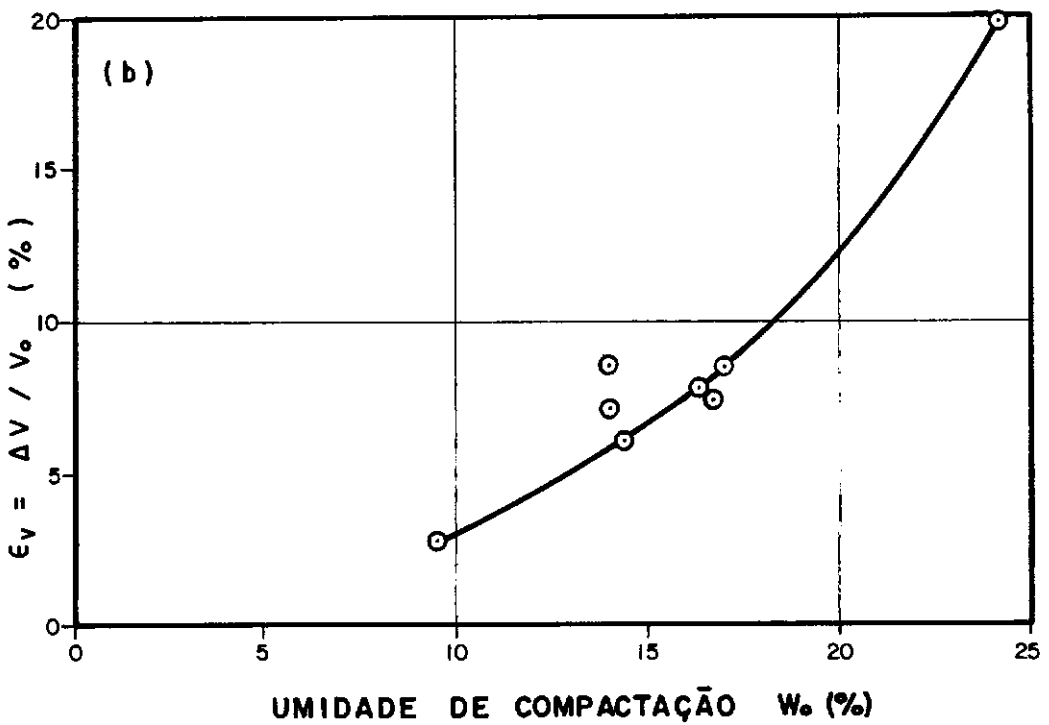
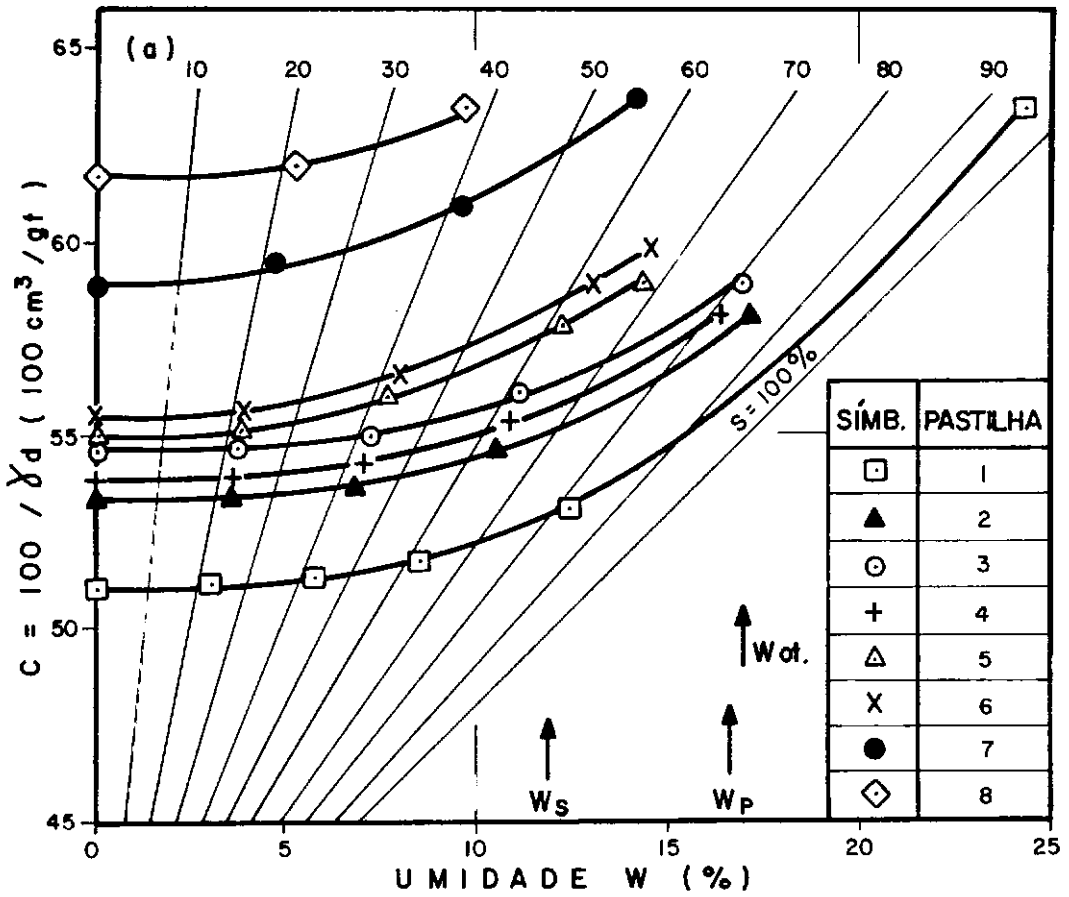
CORPOS DE PROVA NÃO SATURADOS



CORPOS DE PROVA PRÉ-SATURADOS

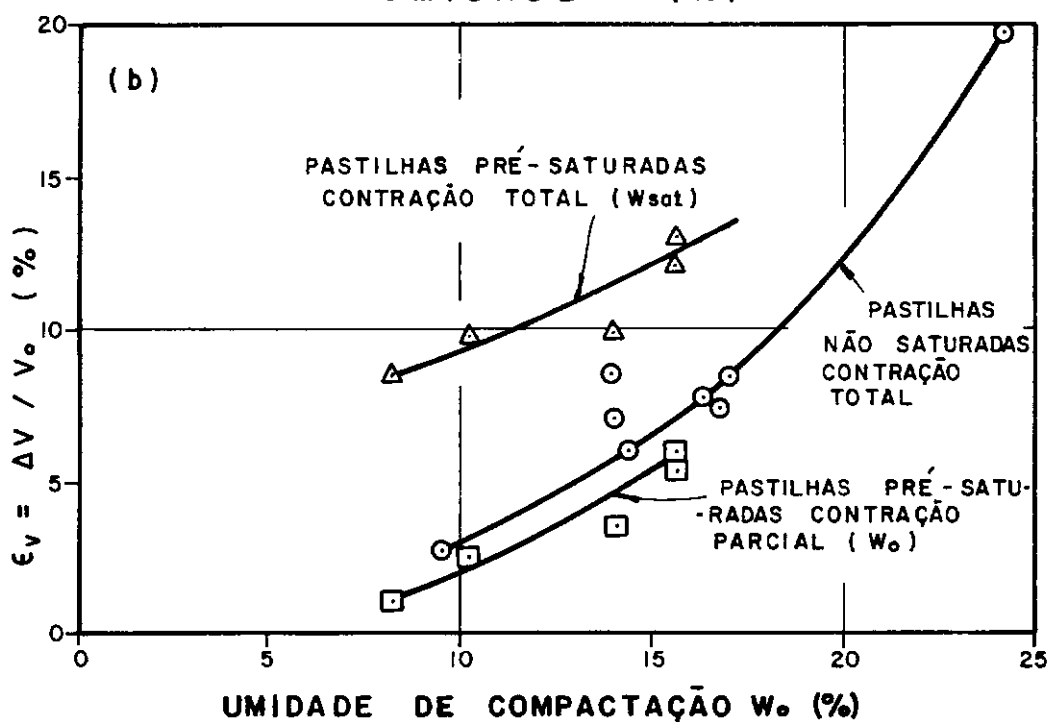
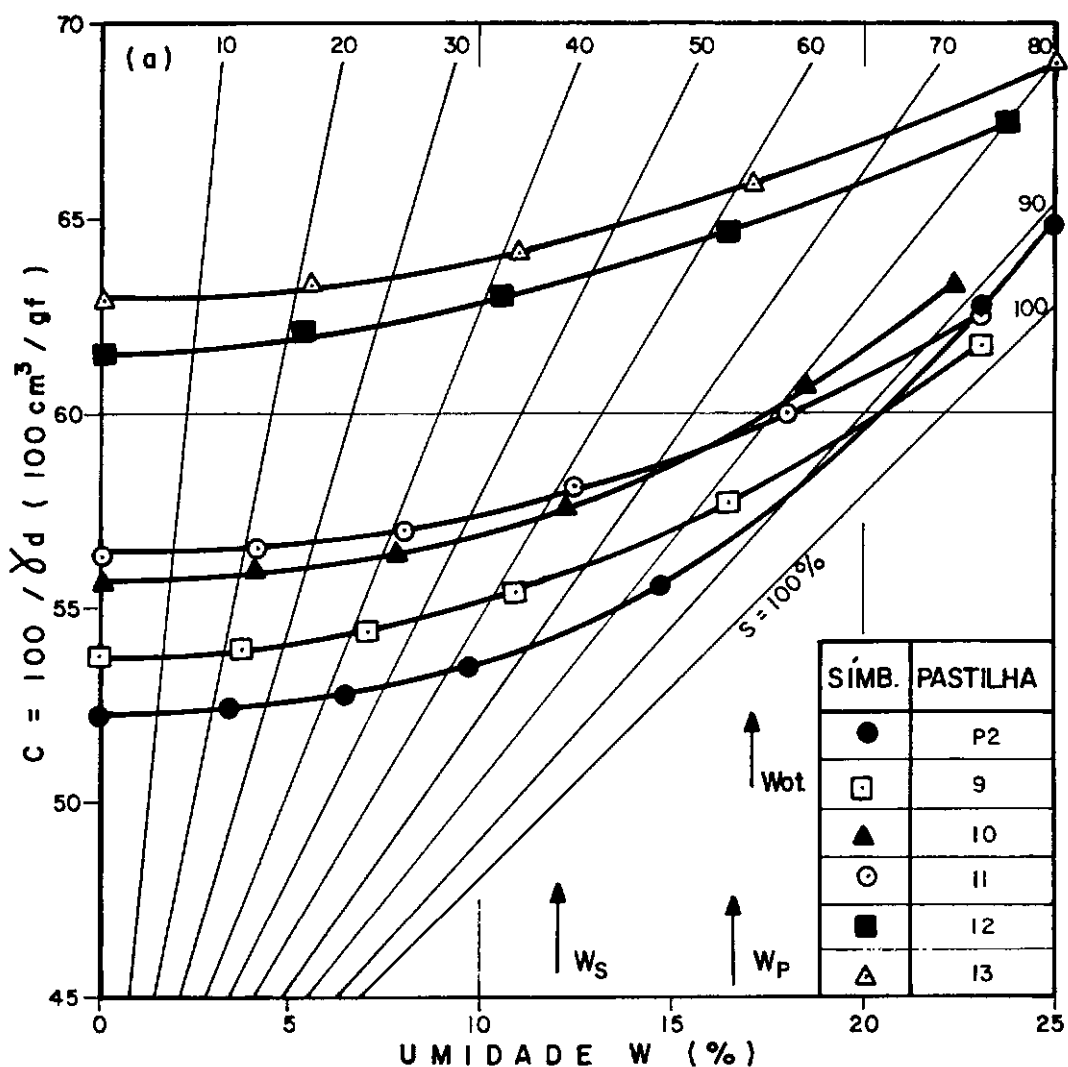


CORPOS DE PROVA NÃO SATURADOS E PRÉ-SATURADOS



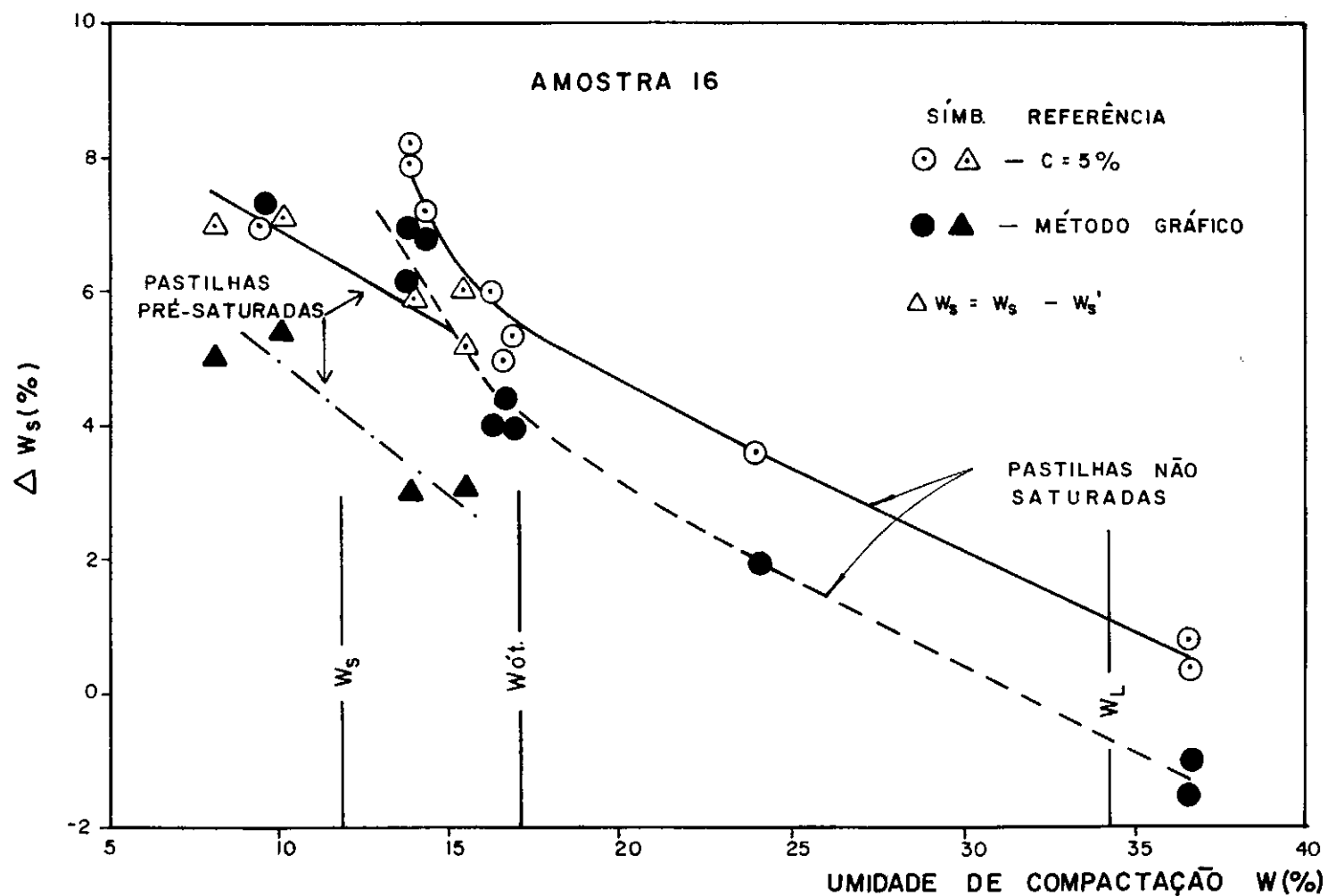
CORPOS DE PROVA NÃO SATURADOS

FIG.3.13



CORPOS DE PROVA PRÉ-SATURADOS

FIG.3.14



DESVIO DA UMIDADE DE CONTRAÇÃO VS. UMIDADE

CAPÍTULO 4 - O PARÂMETRO $e\sqrt{s}$

4.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo utiliza os resultados dos capítulos 2 e 3, com o objetivo de estabelecer as relações entre o parâmetro $e\sqrt{s}$ versus resistência não-drenada (obtida de ensaios $K = CTE$) e o parâmetro $e\sqrt{s}$ versus umidade durante a secagem, para os solos compactados até então analisados. Assim sendo, este capítulo mostra as relações necessárias à estimativa da influência da secagem prévia na resistência não-drenada dos solos compactados, escopo do capítulo seguinte.

O parâmetro $e\sqrt{s}$ (índice de vazios vezes a raiz quadrada do grau de saturação) é apresentado por Cruz (63); (65); (67); (69) e (76) como sendo uma medida indireta da estrutura dos solos compactados.

O parâmetro definido pela expressão

$$e\sqrt{s} = \frac{V_v}{V_s} \cdot \left(\frac{V_v}{V_s} \cdot \frac{V_w}{V_s} \right)^{1/2}$$

representa a média geométrica das razões volume de vazios (V_v)/volume dos sólidos (V_s) e volume d'água (V_w)/volume dos sólidos (V_s).

O referido parâmetro expresso na forma

$$e\sqrt{s} = e_s(1/S)^{1/2} = G_w (V_w/V_w)^{1/2} = \frac{W_w}{W_s} \cdot \frac{\gamma_{sol}}{\gamma_w} \cdot [1 + (W_a/W_w) (\gamma_w/\gamma_a)]^{1/2}$$

considera mais claramente três das quatro fases presentes num elemento de solo compactado, não-saturado. O índice de vazios depende do equilíbrio entre forças internas e forças externas

aplicada à fase sólida. O grau de saturação depende do índice de vazios, umidade e densidade ($S_e = G_w$). A umidade reflete a capacidade do solo de reter água intersticial. A densidade específica depende da natureza dos minerais presentes. A variação do parâmetro $e\sqrt{s}$ depende mais da variação do índice de vazios do que da variação do grau de saturação.

A figura 4.1 apresenta a variação do parâmetro $e\sqrt{s}$ ao longo da curva de compactação Proctor Normal da amostra 16. Pode-se verificar que o parâmetro aumenta com o aumento da umidade de compactação.

4.2 - EVOLUÇÃO DAS RELAÇÕES ENVOLVENDO O PARÂMETRO $e\sqrt{s}$

Cruz (63) ao relacionar umidade e resistência não-drenada, obtida através de ensaios \overline{UU} sobre amostras compactadas ao longo da curva de compactação, estabeleceu duas relações lineares distintas. Os pontos correspondentes ao ramo seco alinhavam-se segundo uma reta com inclinação maior que a reta correspondente aos pontos do ramo úmido. Tais retas interceptavam-se no ponto correspondente à umidade ótima. Verificou, também, que diferentes pressões confinantes estabeleciam diferentes relações. Resultados de ensaios \overline{CIU} em amostras não-saturadas, com mesmas características iniciais, porém, submetidas a diferentes pressões de adensamento, estabeleceram uma relação mais aceitável entre umidade na ruptura e resistência não-drenada. Tais tendências mostraram a necessidade da eliminação do efeito da pressão confinante ou da pressão de adensamento. Isto foi conseguido quando o citado autor correlacionou o parâmetro $(e\sqrt{s})_f$, com resistência não-

drenada como mostra a figura 4.2.

A figura 4.2 mostra, também, as correlações obtidas a partir de ensaios \overline{CIU} realizadas em amostras do mesmo solo mas obtidas de maneira diferente das anteriores. As amostras foram moldadas de pastas de solo submetidas a uma pressão de adensamento 1.0 kgf/cm^2 . Os corpos-de-prova assim obtidos foram ensaiados com diferentes pressões de adensamento.

A figura 4.2 mostra, ainda, que amostras compactadas ao longo da curva de compactação, porém, levadas à ruptura com pressão neutra constante estabelecem uma outra correlação das demais. Conclui o citado autor que a relação $(e\sqrt{s})_f$ versus resistência não-drenada depende do método de compactação e tipo de ruptura. Quando o método de compactação é o mesmo, tipos de ruptura diferentes estabelecem relações paralelas. O ensaio triaxial, porém, não permite que se atinja a condição de resistência residual do solo. Ou seja, a resistência para grandes deformações, i.é., deformações à volume constante. Caso fosse possível determinar o valor de $(e\sqrt{s})_f$ em um ensaio de cisalhamento direto, ou de torção na zona de ruptura, é possível que haja uma relação única para qualquer tipo de compactação.

As relações entre $(e\sqrt{s})_f$ versus resistência não-drenada apresentadas por Cruz (65) na figura 4.3 revelam que amostras com condições iniciais semelhantes, porém, submetidas à diferentes pressões de adensamento estabelecem a relação unívoca proposta. Verifica-se que estruturas iniciais diferentes estabelecem relações distintas através da comparação entre amostras obtidas no campo e no laboratório (compactadas por pisoteamento).

A figura 4.4 mostra que amostras do solo de mesmo tipo, porém, compactadas com diferentes umidades, pré-saturadas ou não podem estabelecer a relação entre o parâmetro $e\sqrt{s}$ e resistência à penetração de cone, R , (índice de cone) de acordo com os dados de Cruz (67). Maiores detalhes do ensaio cone de laboratório podem ser vistos em Vickers (78).

4.3 - RELAÇÕES OBSERVADAS ENTRE $e\sqrt{s}$ E RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Este item utiliza os resultados dos ensaios $K =$ constante realizados nos corpos-de-prova das amostras 10; 14; 15; 16 e 19, apresentados no capítulo 2. As tabelas 4.1 e 4.5 apresentam os valores $e\sqrt{s}$ durante o processo de cisalhamento, calculados a partir da variação de volume medida no ensaio (após as correções apontadas no Anexo A).

As figuras 4.5(a) a 4.9(a) apresentam a variação do parâmetro ($\Delta e\sqrt{s}$) em função da umidade dos corpos-de-prova e da resistência mobilizada m ($m = q/q_{m\acute{a}x}$). Verifica-se que ($\Delta e\sqrt{s}$) diminui com o aumento da umidade de compactação. Este comportamento revela que o esforço necessário para modificar as tendências estruturais iniciais das amostras diminui com o aumento da umidade de compactação. Isto porque na ruptura (plano de ruptura) todas as amostras compactadas ao longo da curva de compactação possuem tendências estruturais semelhantes (alinhamento de partículas) como, por exemplo, ressaltava Medina (75).

As figuras 4.5(b) a 4.9(b) apresentam as relações entre $(e\sqrt{s})_0$, inicial, versus resistência não-drenada e entre

$(e\sqrt{s})_f$, final versus resistência não-drenada obtidas para as amostras 10; 14; 15; 16 e 19. As equações das retas ajustadas, assim como os respectivos coeficientes de correlação, que variaram de 0.70 a 0.98 constam das tabelas 4.1 a 4.5.

O presente trabalho mostra que para os solos em estudo existe uma relação entre o parâmetro $(e\sqrt{s})_o$ e resistência não-drenada estabelecida por corpos-de-prova moldados por pisoteamento com umidades ao longo da curva de compactação Proctor Normal. Estas relações são importantes dentro do contexto do presente trabalho já que permitem a estimativa da resistência a partir das condições iniciais dos corpos-de-prova, como poderá ser visto no capítulo seguinte.

O presente trabalho mostra, ainda, que corpos-de-prova com estruturas iniciais diferentes na ruptura estabelecem uma relação bem definida entre o parâmetro $(e\sqrt{s})_f$ e sua resistência não-drenada obtidas nos ensaios triaxiais $K =$ constante, acrescentando, assim, maiores informações à história do parâmetro $e\sqrt{s}$ desenvolvido no item 4.2.

As relações $e\sqrt{s}$ versus resistência, assim como as relações índices de vazios ou umidade de solos saturados (Henkel (60) e Leon (77)) mostram que quanto menores os valores de tais parâmetros na ruptura, maiores serão as resistências ao cisalhamento.

Os resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal realizados nos solos aqui utilizados, indicam que o parâmetro $(e\sqrt{s})_o$ aumenta com a umidade de compactação. A figura 4.1 mostra a curva de Proctor da amostra 16 em termos de $(e\sqrt{s})_o$ versus umidade de compactação. A figura 4.10(a) apresenta as curvas de compactação Proctor Normal dos seguintes solos:

- areia fina argilosa, Barragem da Ilha Solteira, Pinto e outros (70), ($\gamma_{dm\acute{a}x} = 1.75 \text{ gf/cm}^3$; $w_{ot} = 18\%$);
- argila siltosa, amostra 10, Barragem Palmar, presente trabalho, ($\gamma_{dm\acute{a}x} = 1.66 \text{ gf/cm}^3$; $w_{ot} = 20.5\%$);
- argila areno siltosa, Barragem de Capivari - Cachoeira, Castro (75), ($\gamma_{dm\acute{a}x} = 1.57 \text{ gf/cm}^3$; $w_{ot} = 22.5\%$);

Através da referida figura, pode-se verificar a acentuada diferença entre as três curvas de compactação, no que diz respeito a forma das mesmas e posição no gráfico $\gamma_{dm\acute{a}x}$ versus w_{ot} .

A figura 4.10(b) mostra as três curvas em termos de $(e\sqrt{s})_o$ versus w . Pode-se verificar que a forma da curva depende do tipo de solo. O Anexo C aborda com mais detalhes o espaço $e\sqrt{s}$ versus umidade. Para os solos da amostra 10 e de Castro (75) um aumento da umidade de compactação provoca um aumento de $(e\sqrt{s})_o$, embora as formas das duas curvas sejam distintas. Para o solo de Pinto (70) um aumento da umidade de compactação no ramo seco provoca uma diminuição do parâmetro. No ramo úmido este solo tem comportamento semelhante ao dos dois outros.

A figura 4.11 mostra as relações $(e\sqrt{s})_o$ versus resistência não-drenada para os três solos agora abordados. As curvas de compactação por pisoteamento para os solos da amostra 10 e de Castro (75) são bastante próximos das respectivas curvas Proctor Normal. Já para o solo de Pinto (70) a curva por pisoteamento distancia-se um pouco mais da curva de Proctor. A resistência não-drenada da amostra 10 foi obtida de ensaios $K = \text{constante}$. A dos dois outros foi determinada atra-

vés de ensaios \overline{UU} . Todos os ensaios foram realizados em amostras compactadas por pisoteamento. Através da citada figura, pode-se verificar que a relação $(e\sqrt{s})_o$ versus resistência depende do tipo de solo e do tipo de ensaio. No caso de ensaios \overline{UU} depende também da pressão confinante, como mostram os resultados de Pinto (70). É interessante lembrar que Cruz (63) mostrou que a relação $(e\sqrt{s})_f$ versus resistência independe da pressão confinante, como se viu no item 4.2. Os resultados de Pinto (70) espelham a influência da forma da curva de compactação na relação $(e\sqrt{s})_o$ versus q_f .

Um ponto que merece análise é a influência do valor de $K = \sigma_3/\sigma_1$ e a metodologia do ensaio na relação $(e\sqrt{s})_o$ versus q_f . Influência da metodologia seria o caso, por exemplo, em que a relação K fosse interrompida num certo ponto e o corpo-de-prova levado à ruptura mantendo-se $\sigma_3 =$ constante e aumentando-se apenas σ_1 , a partir deste ponto. A figura 4.12 apresenta algumas trajetórias de pressão efetiva obtidas por Cruz (67) e Guimarães (77) que ilustram esta influência. A figura 4.12(a) mostra que dois corpos-de-prova com o mesmo peso específico aparente seco e mesma umidade de compactação (mesmo $(e\sqrt{s})_o$), possuem, praticamente, a mesma resistência não-drenada, sendo esta estabelecida através de ensaios com $K = 0.5$ ou $K = 0.6$. Para a mesma resistência, quanto maior o valor de K maior, também, é o valor de σ_3 na ruptura, pois o valor de $(\sigma_1 = \sigma_3)$ na ruptura é o mesmo, de tal forma que para qualquer valor de K pode-se obter a mesma resistência não-drenada. A figura 4.12(d) mostrará isto também. As trajetórias da figura 4.12 mostram que a resistência não-drenada de um corpo-de-prova obtida em um ensaio onde a relação K foi interrom

pida, sendo o provete levado à ruptura por aumento apenas de σ_1 , pode ser a mesma que a de um corpo-de-prova com a mesma unidade, submetido a um ensaio com valor de K menor do que 1 (ver figuras 4.12(c); (d)). As considerações acima parecem indicar que os dois tipos de influência abordados não interferem na relação $(e\sqrt{s})_0$ versus q_f . Nas séries de ensaios das amostras 14, 15, 16 e 19 a relação $K = \sigma_3/\sigma_1$, não foi mantida até a ruptura nos corpos-de-prova mais secos. Os coeficientes de correlação das retas $(e\sqrt{s})_0$ versus q_f enquadram-se na faixa 0.710 a 0.987. O menor coeficiente é o da amostra 15 (0.710), onde foram realizados tantos ensaios com $k = 0.5$ quanto com $K = 0.6$. Entretanto, nesta série, o alinhamento dos pontos ao longo da envoltória de pressões efetivas (ver figura 2.19) foi bem mais disperso do que nas demais amostras.

4.4 - RELAÇÕES OBSERVADAS ENTRE $e\sqrt{s}$ E UMIDADE DURANTE O PROCESSO DE SECAGEM

Este item utiliza os resultados dos ensaios de secagem realizados nos corpos-de-prova compactados da amostra 16, apresentados no capítulo 3.

O capítulo 3 mostrou que a umidade ótima representa um ponto de mudança do comportamento das trajetórias de secagem das pastilhas ou pastas compactadas no ramo úmido. Entretanto, as trajetórias das pastilhas compactadas no ramo seco, porém, previamente saturadas possuem comportamento único.

As figuras 4.13 e 4.14 mostram as relações entre o parâmetro $e\sqrt{s}$ e umidade durante o processo de secagem. A tabela 4.6 além de apresentar algumas características dos corpos-de-

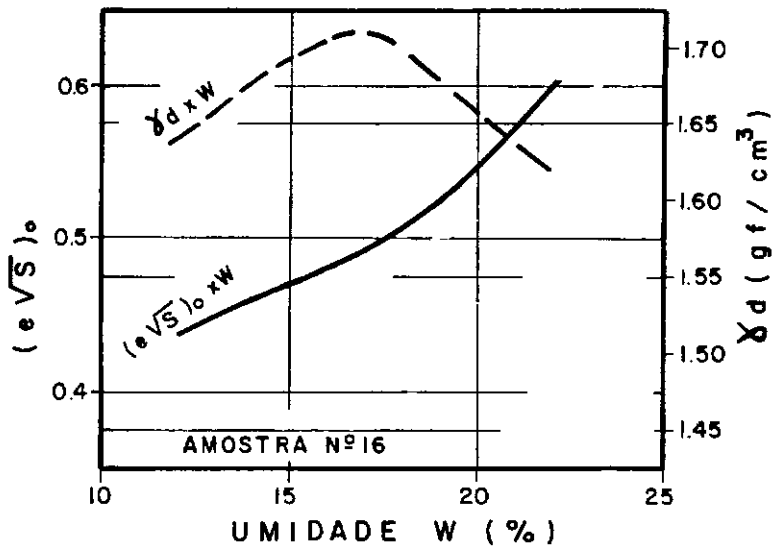
prova ensaiados (a tabela 3.1 apresenta outras características dos corpos-de-prova) mostra os coeficientes das retas $e\sqrt{s} = a + bw$. Tais retas são caracterizadas por um coeficiente de correlação da ordem de 0.99.

Através das referidas figuras pode-se verificar que para o solo do presente trabalho existe uma relação linear entre o parâmetro $e\sqrt{s}$ e umidade durante o processo de secagem. O Anexo C apresenta curvas teóricas de secagem que consideram as condições de secagem a volume constante e a saturação constante.

As relações $e\sqrt{s}$ versus umidade conservam as características básicas das trajetórias de secagem. A umidade ótima representa um ponto de inflexão para pastilhas e pastas compactadas no ramo úmido (ver, por exemplo, pastilha 1 na figura 4.13) sem, entretanto, representar uma mudança de comportamento para as pastilhas do ramo seco pré-saturados (ver, por exemplo, pastilha 9 na figura 4.14)

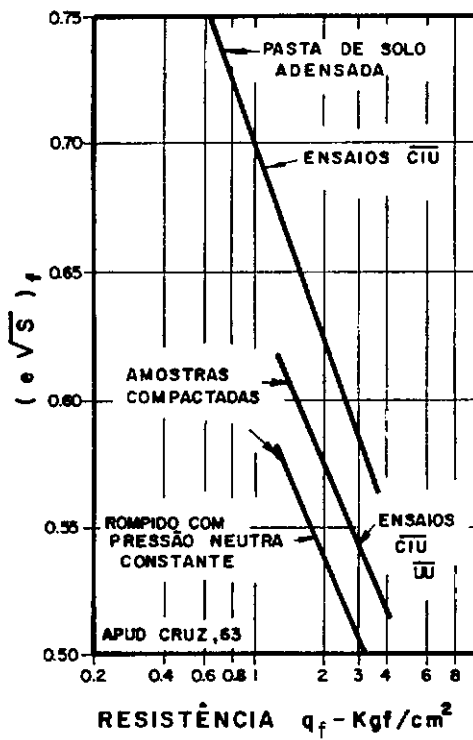
As trajetórias de secagem no espaço $e\sqrt{s}$ versus umidade são retilíneas até um valor de umidade de cerca de 5%. Quando se incluíam pontos inferiores à umidade de 5% o grau de linearidade das relações $e\sqrt{s}$ versus w diminuía significativamente. A variação de umidade se dá no intervalo $0 \leq w \leq 5\%$ à volume quase constante — trajeto A'EF da figura C.1 do apêndice C. O valor $w = 5\%$ corresponde a média menos desvio padrão dos valores de umidade de contração (critério $C = 5\%$), apresentados na tabela 3.1 (6.3 ± 1.2). Apesar das considerações do item 3.4.2.3 do presente trabalho mostrando que não existe um valor único de umidade de contração para solos compactados ao longo da curva de Proctor (ver figura 3.15), para

umidades inferiores a.5% as trajetórias de secagem seguem o trajeto da parábola A'EF da figura C.1.



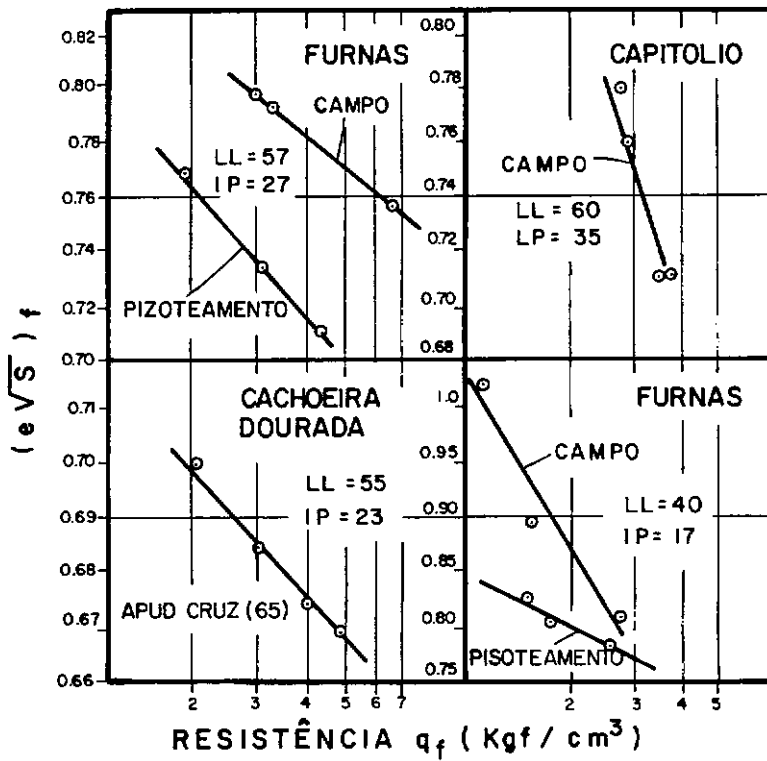
$e(\sqrt{S})_0$ VERSUS UMIDADE DE COMPACTAÇÃO

FIG. 4.1



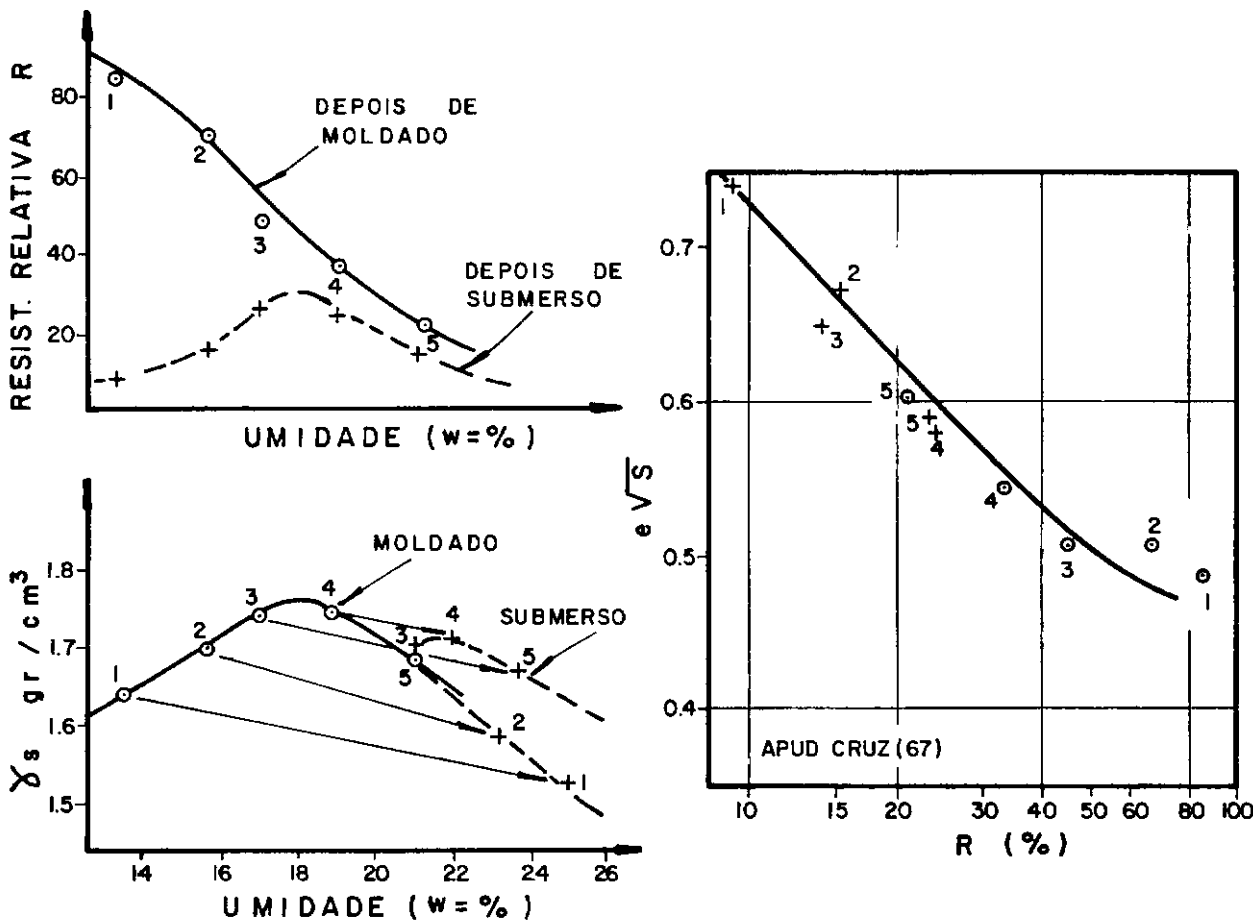
$e(\sqrt{S})_x$ VERSUS RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

FIG. 4.2



$e\sqrt{S}$ vs. RESISTÊNCIA (ENSAIOS $\bar{C}IU$)

FIG. 4.3



$e\sqrt{S}$ vs. RESISTÊNCIA (ENSAIOS DE CONE)

FIG. 4.4

CORPO DE PROVA	W _o (%)	e √s						q _f kgf/cm ²
		RESISTÊNCIA MOBILIZADA m = q / q _f (%)						
		0	25	50	70	90	100	
1 □	17.14	0.519	0.510	0.495	0.485	0.476	0.472	1.73
2 ▲	18.17	0.532	0.524	0.513	0.503	0.497	0.492	1.69
3 ○	19.35	0.549	0.543	0.535	0.526	0.521	0.520	1.27
4 ■	20.48	0.591	0.586	0.579	0.572	0.566	0.564	1.00
5 △	20.93	0.609	0.604	0.596	0.588	0.581	0.577	0.88
6 ●	21.56	0.614	0.609	0.602	0.594	0.587	0.585	0.79
7 ▣	22.58	0.645	0.642	0.640	0.635	0.629	0.624	0.62
8 ▽	22.64	0.653	0.649	0.645	0.642	0.638	0.636	0.48
9 ⊙	23.46	0.685	0.681	0.675	0.671	0.663	0.657	0.46
10 ⊗								
Log q _f = 2.16 — 3.70 (e √s) _o (Kgf/cm ²) r=0.987					Log q _f = 1.82 — 3.29 (e √s) _f (Kgf/cm ²) r=0.992			

PARÂMETRO e √s — AMOSTRA N°10

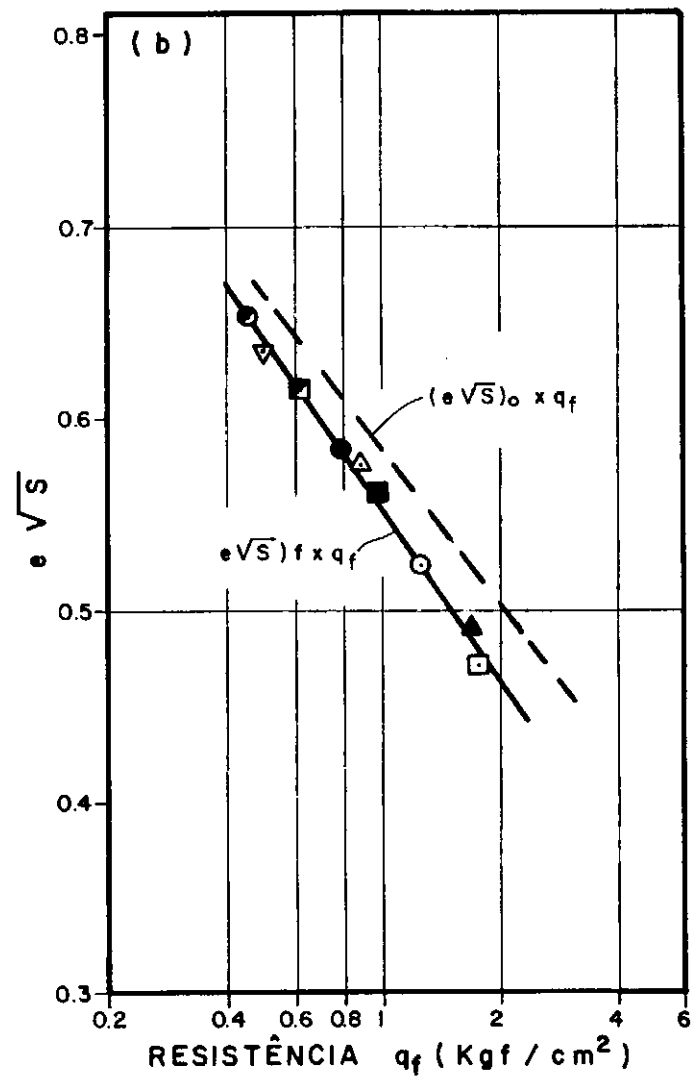
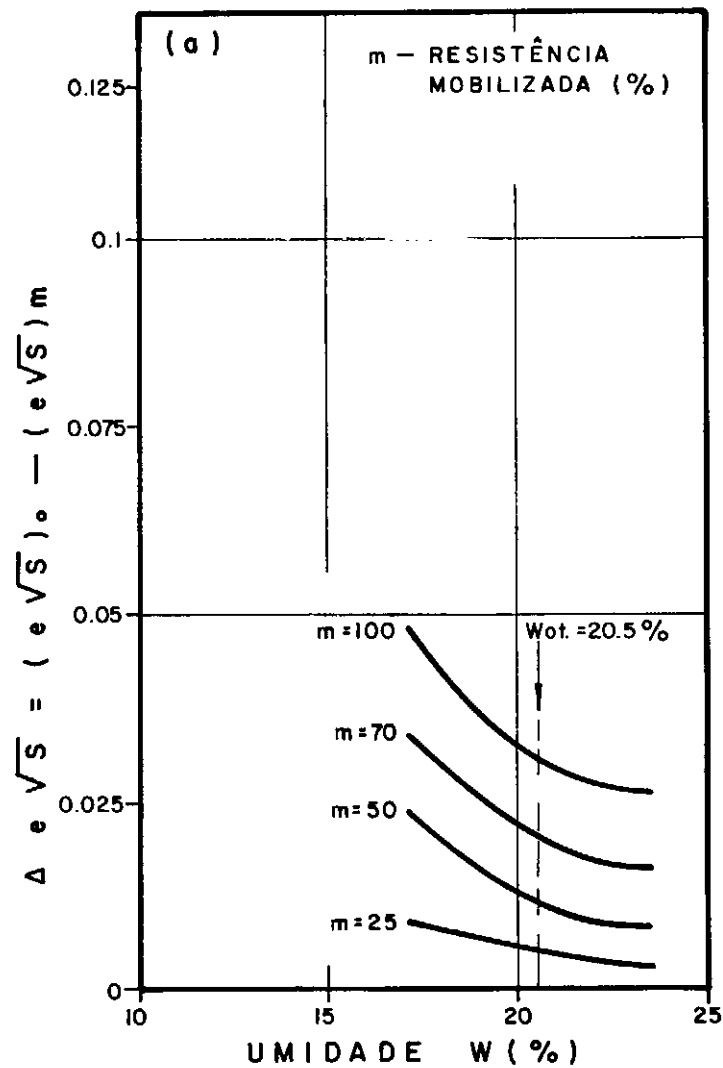


FIG.4.5

VARIAÇÃO DE $e \sqrt{S}$ COM
A UMIDADE DE COMPACTAÇÃO

AMOSTRA Nº 10

RESISTÊNCIA $e \sqrt{S}$ VERSUS

CORPO DE PROVA	W _o (%)	e √s						q _f kgf/cm ²
		RESISTÊNCIA MOBILIZADA m = q / q _f (%)						
		0	25	50	70	90	100	
1 □	16.48	0.576	0.554	0.502	0.497	0.462	0.455	3.94
2 ▲	17.80	0.645	0.604	0.552	0.526	0.510	0.501	4.00
3 ○	18.65	0.583	0.576	0.559	0.547	0.535	0.532	2.14
4 ■	19.03	0.562	0.557	0.545	0.538	0.528	0.524	1.87
5 △	19.40	0.565	0.559	0.548	0.543	0.536	0.535	1.58
6 ●	19.87	0.579	0.573	0.567	0.552	0.551	0.550	1.45
7 ▣	21.02	0.605	0.601	0.597	0.590	0.582	0.580	1.12
8 ▽	21.82	0.634	0.631	0.624	0.624	0.610	0.609	1.00
9 ●	22.47	0.660	0.658	0.653	0.651	0.646	0.644	0.47
10 ⊙	24.41	0.728	0.726	0.725	0.723	0.722	0.722	0.24
Log q _f = 3.76 — 6.04 (e √s) _o (Kgf/cm ²) r = 0.917 Log q _f = 2.67 — 4.58 (e √s) _f (Kgf/cm ²) r = 0.989								

PARÂMETRO $e\sqrt{s}$ — AMOSTRA Nº 14

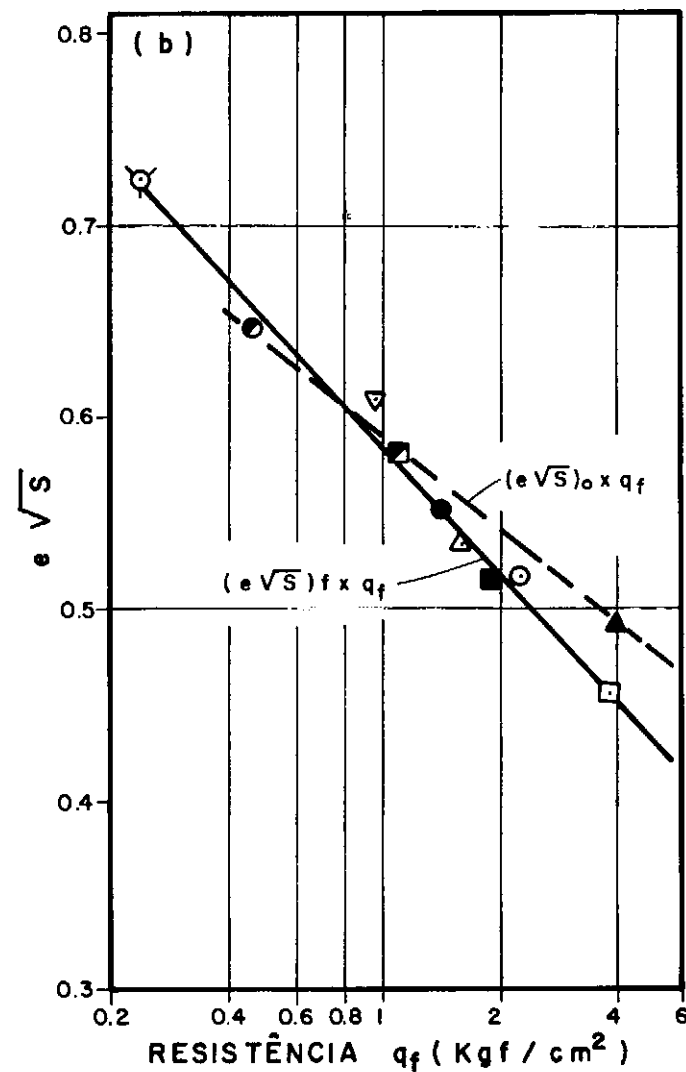
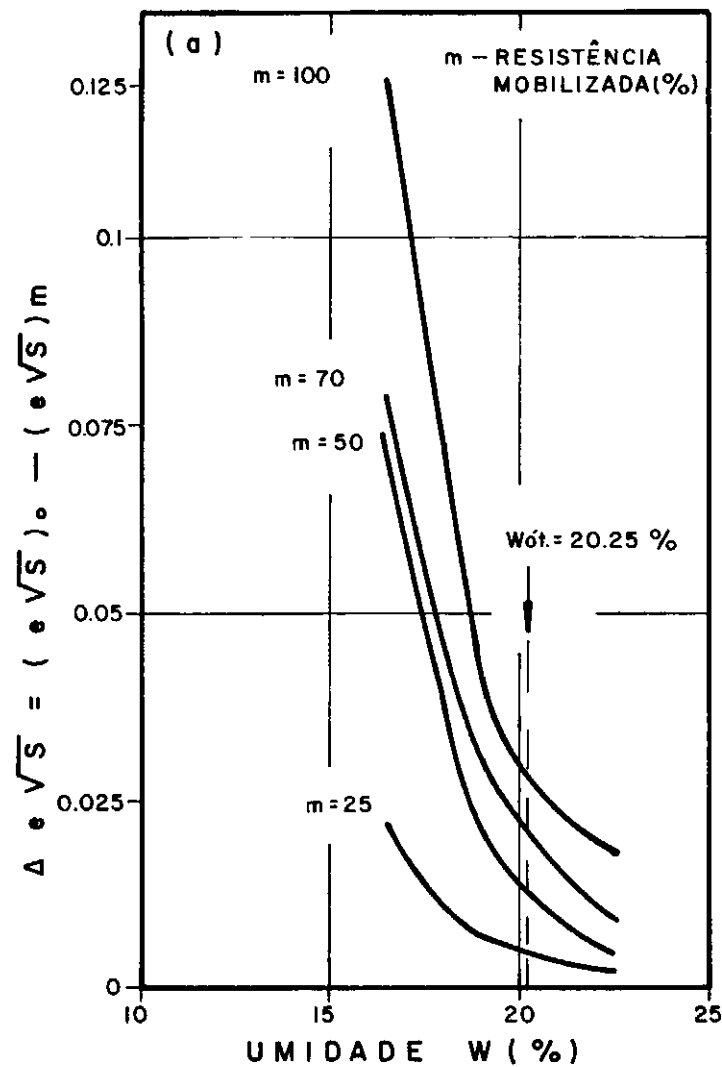


FIG.4.6

VARIAÇÃO DE $e\sqrt{S}$ COM A
UMIDADE DE COMPACTAÇÃO

AMOSTRA Nº 14

RELAÇÕES $e\sqrt{S}$ VERSUS
RESISTÊNCIA

TABELA 4.3

CORPO DE PROVA	W _o (%)	e √S						q _f kgf/cm ²
		RESISTÊNCIA MOBILIZADA m = q / q _f (%)						
		0	25	50	70	90	100	
1 □	14.67	0.539	0.516	0.475	0.449	0.432	0.420	3.60
2 ▲	16.80	0.526	0.519	0.491	0.478	0.467	0.456	2.77
3 ○	17.61	0.566	0.546	0.533	0.508	0.496	0.488	2.05
4 ■	18.06	0.530	0.523	0.577	0.508	0.504	0.503	1.32
5 △	18.84	0.540	0.536	0.530	0.522	0.518	0.515	1.09
6 ●	20.55	0.599	0.595	0.588	0.583	0.578	0.569	0.77
7 ▣	21.37	0.602	0.599	0.595	0.592	0.588	0.580	0.67
8 ▽								
9 ●								
10 ☉								
Log q _f = 3.59 — 6.14 (e √s) _o (Kgf/cm ²) r= 0.710					Log q _f = 2.57 — 4.75 (e √s) _f (Kgf/cm ²) r= 0.982			

PARÂMETRO e √s — AMOSTRA Nº 15

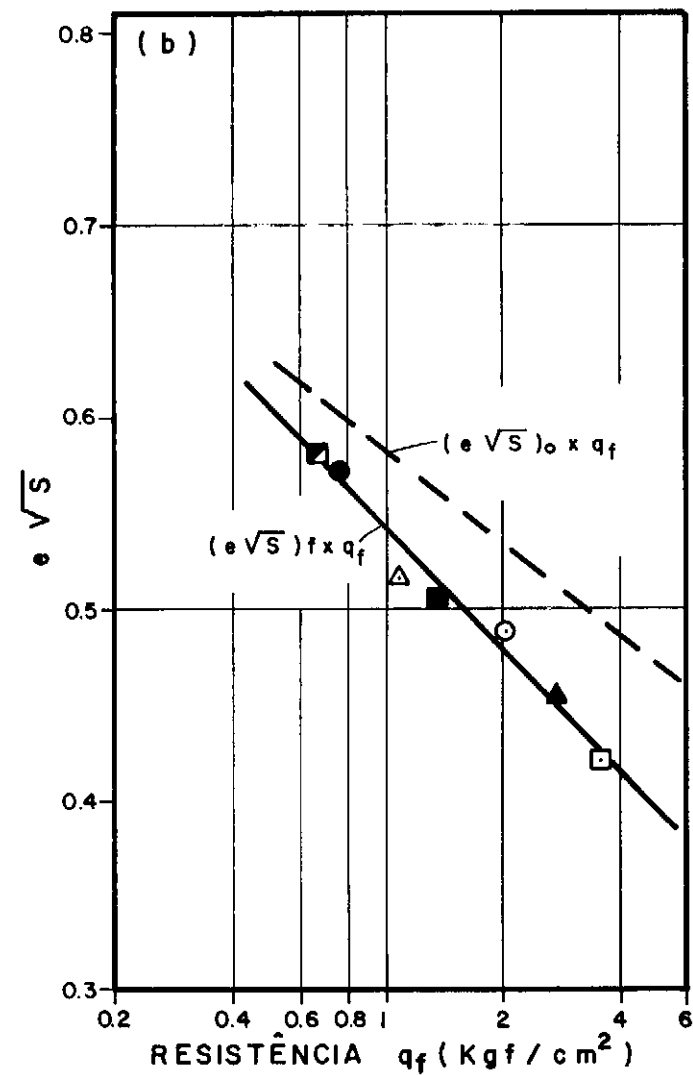
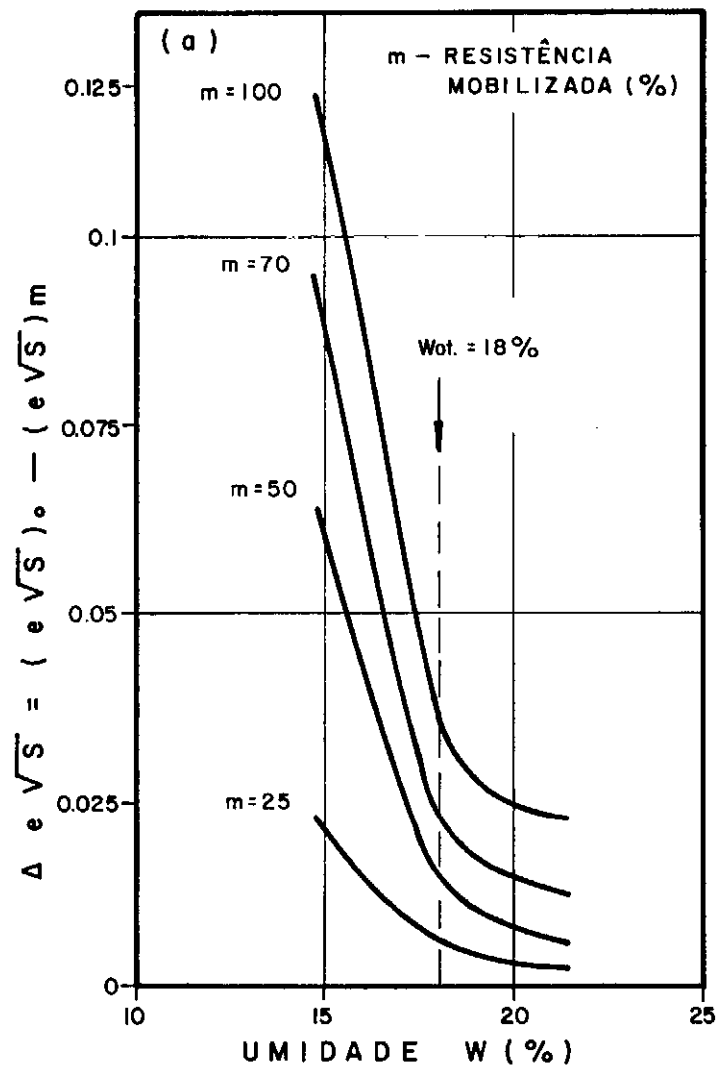


FIG.4.7

VARIAÇÃO DE $e \sqrt{S}$ COM A
UMIDADE DE COMPACTAÇÃO

AMOSTRA Nº 15

RELAÇÃO $e \sqrt{S}$ VERSUS
RESISTÊNCIA

CORPO DE PROVA	W _o (%)	e √ S						q _f kgf/cm ²
		RESISTÊNCIA MOBILIZADA m = q / q _f (%)						
		0	25	50	70	90	100	
1 □	14.43	0.468	0.455	0.437	0.418	0.407	0.398	3.10
2 ▲	15.73	0.480	0.473	0.453	0.442	0.433	0.427	2.33
3 ○	17.18	0.485	0.480	0.471	0.464	0.459	0.459	1.45
4 ■	19.33	0.547	0.543	0.536	0.531	0.527	0.526	0.79
5 ▲	22.34	0.626	0.624	0.620	0.617	0.614	0.612	0.24
6 ●								
7 ▣								
8 ▽								
9 ●								
10 ☉								
Log q _f = 3.47 — 6.55 (e √ s) _o (Kgf/cm ²) r= 0.983					Log q _f = 2.54 — 5.12 (e √ s) _f (Kgf/cm ²) r= 0.997			

PARÂMETRO $e\sqrt{s}$ — AMOSTRA Nº 16

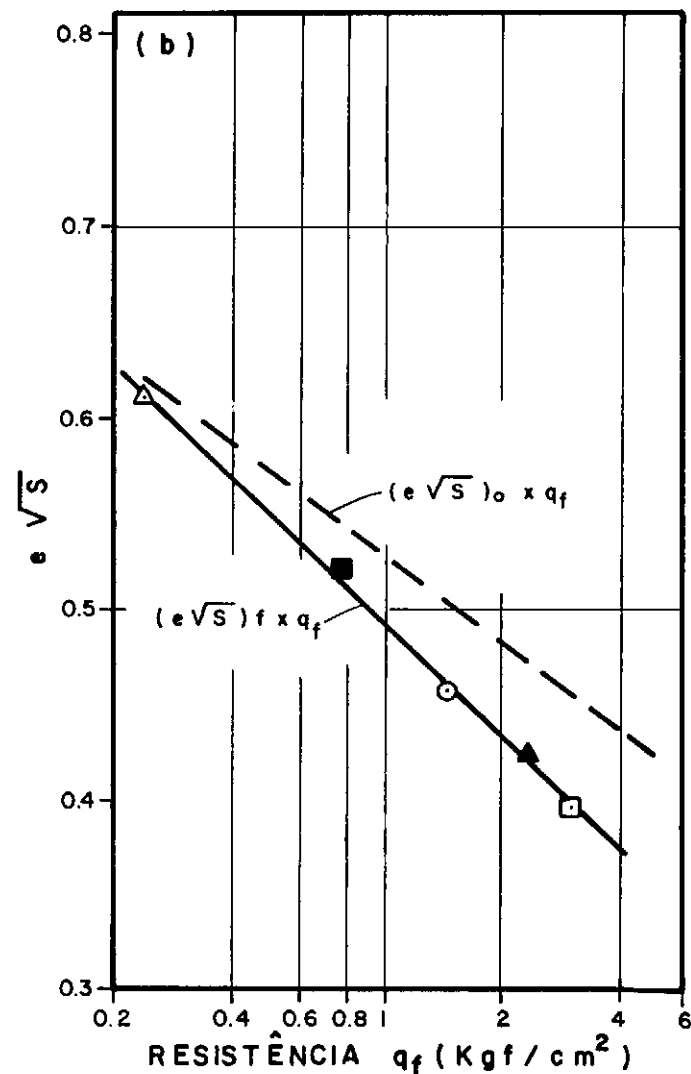
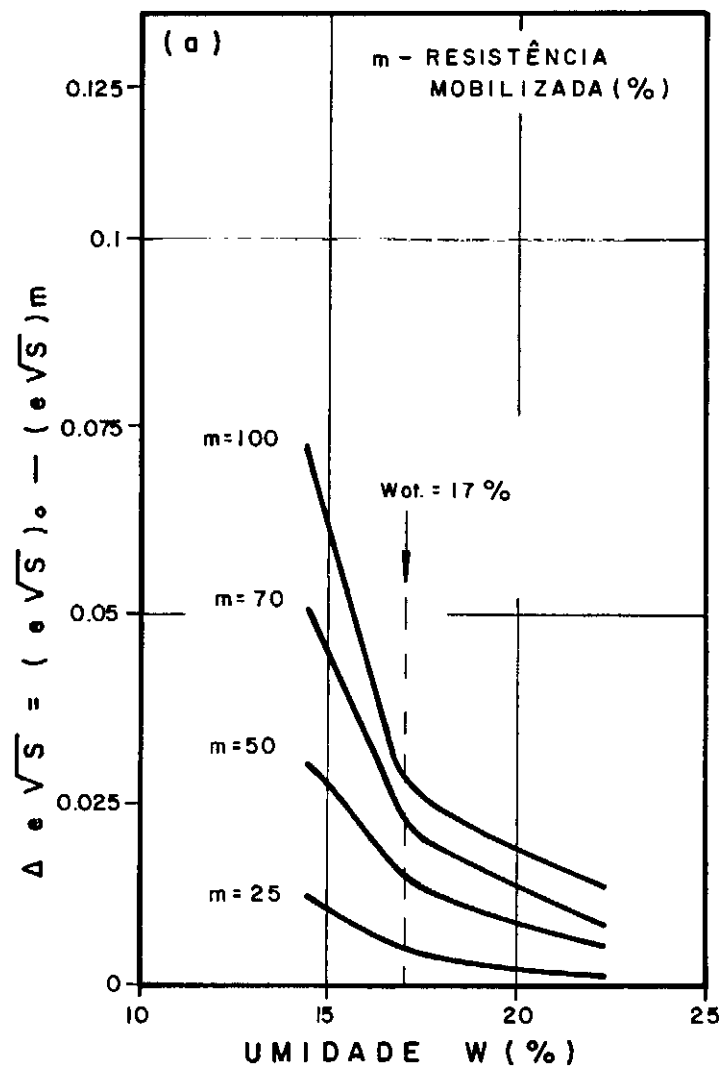


FIG.4.8

VARIAÇÃO DE $e\sqrt{s}$ COM A UMIDADE DE COMPACTAÇÃO

AMOSTRA Nº 16

RELAÇÕES $e\sqrt{s}$ VERSUS RESISTÊNCIA

CORPO DE PROVA	W _o (%)	e √S						q _f kgf/cm ²
		RESISTÊNCIA MOBILIZADA m = q / q _f (%)						
		0	25	50	70	90	100	
1 □	16.29	0.530	0.521	0.497	0.484	0.476	0.471	2.78
2 ▲	17.09	0.536	0.529	0.512	0.499	0.490	0.484	2.55
3 ○	18.36	0.536	0.530	0.514	0.512	0.502	0.499	1.74
4 ■	19.29	0.568	0.564	0.560	0.547	0.544	0.540	0.99
5 △	19.69	0.582	0.580	0.578	0.576	0.572	0.566	0.69
6 ●	21.92	0.611	0.609	0.608	0.607	0.604	0.601	0.47
7 ▣								
8 ▽								
9 ●								
10 ⊙								
Log q _f = 5.43 — 9.51 (e √s) _o (Kgf/cm ²) r = 0.976					Log q _f = 3.34 — 6.15 (e √s) _f (Kgf/cm ²) r = 0.995			

PARÂMETRO e √s — AMOSTRA N° 19

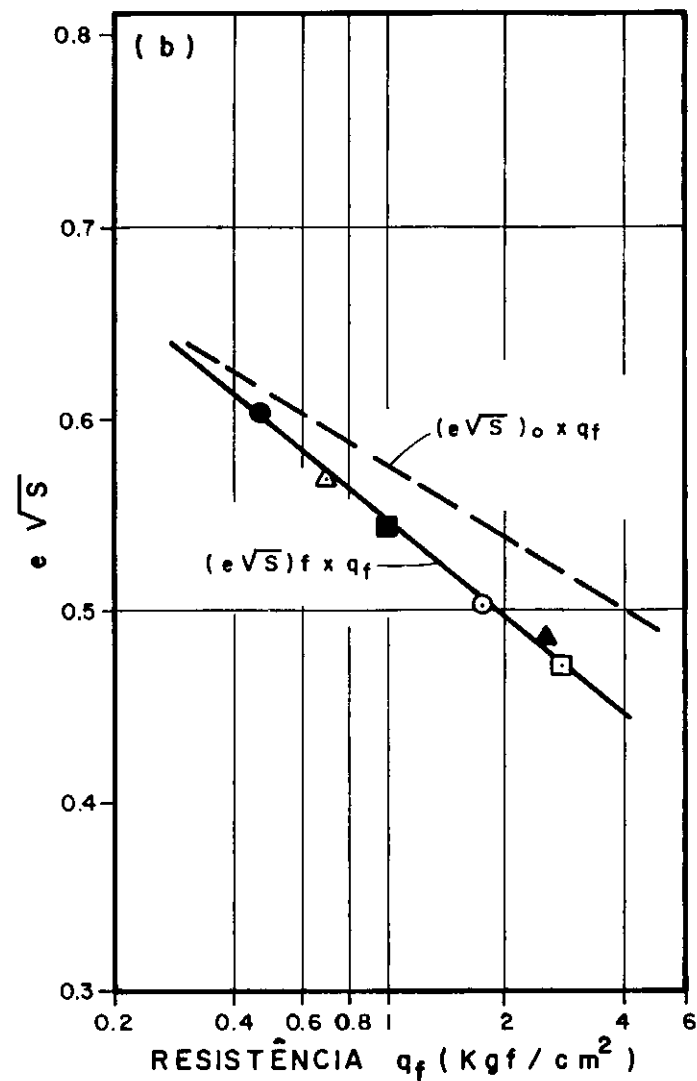
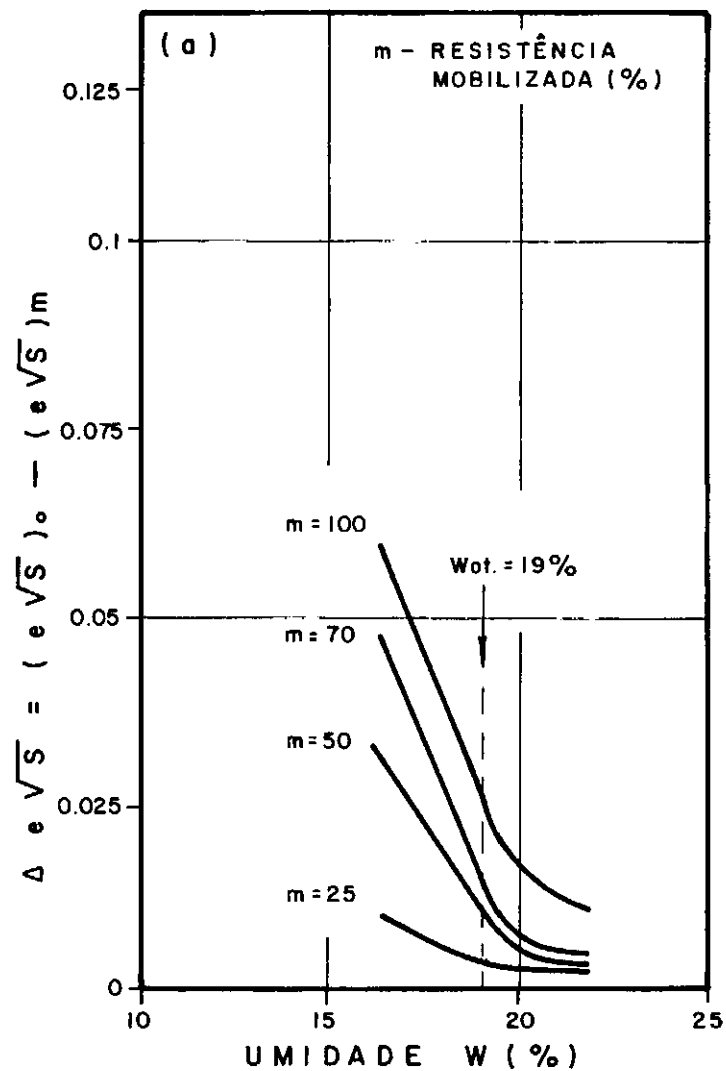
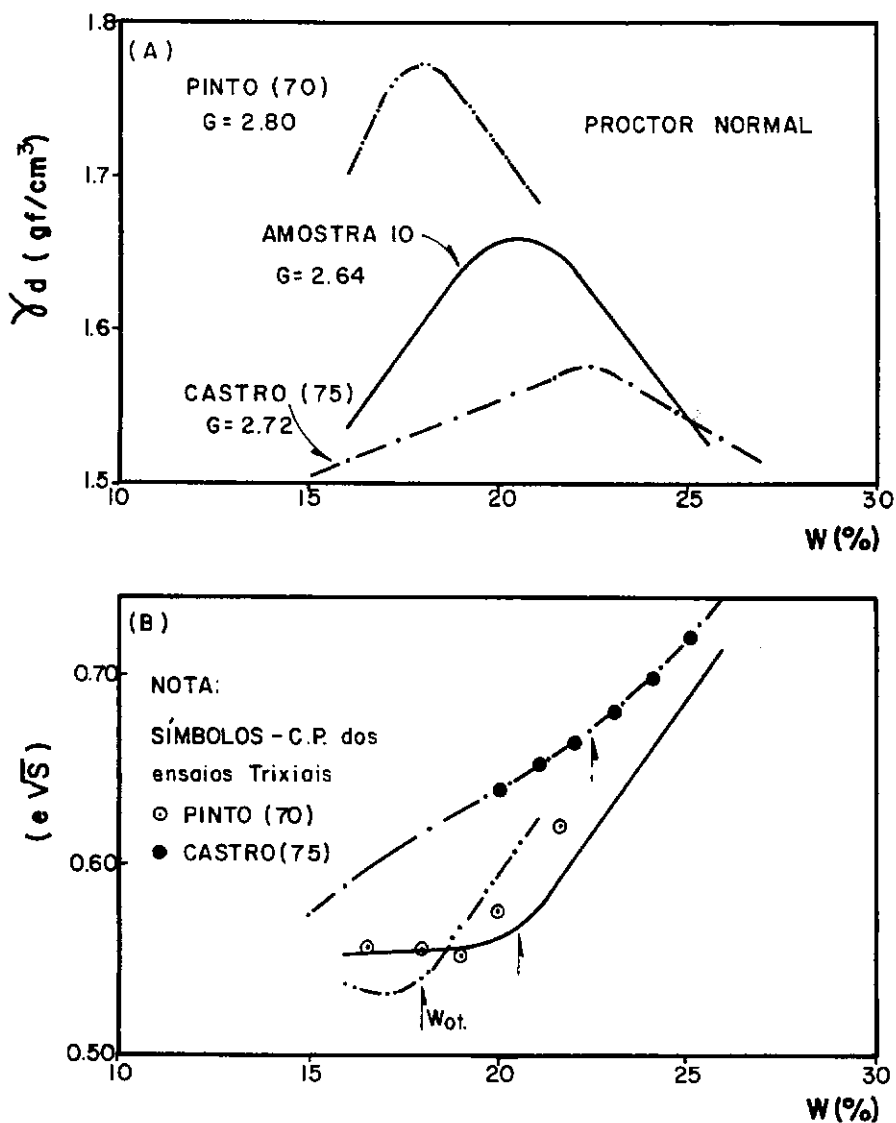


FIG.4.9

VARIAÇÃO DE $e \sqrt{S}$ COM A
UMIDADE DE COMPACTAÇÃO

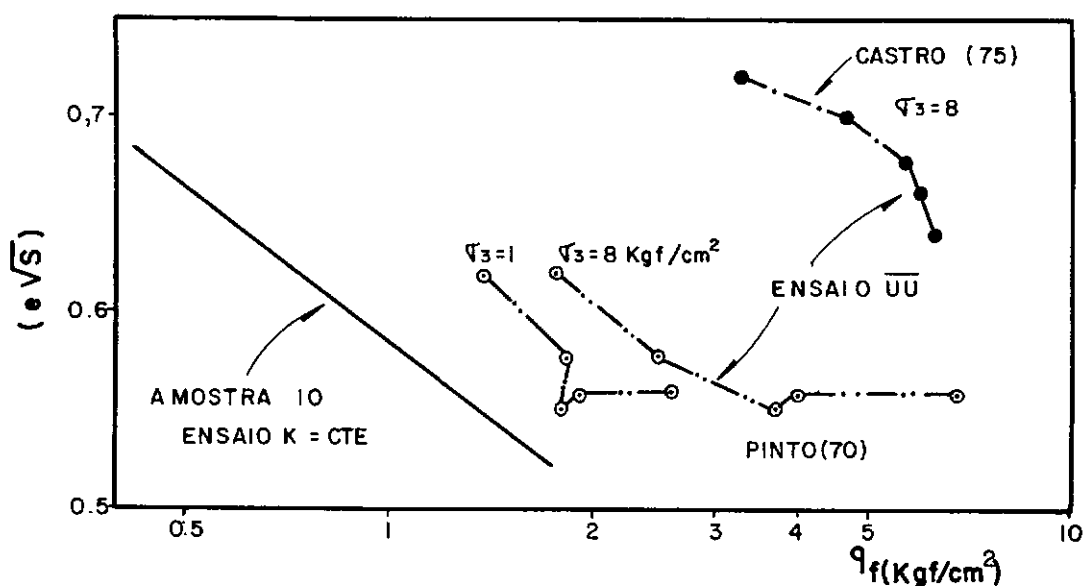
AMOSTRA Nº 19

RELAÇÕES $e \sqrt{S}$ VERSUS
RESISTÊNCIA



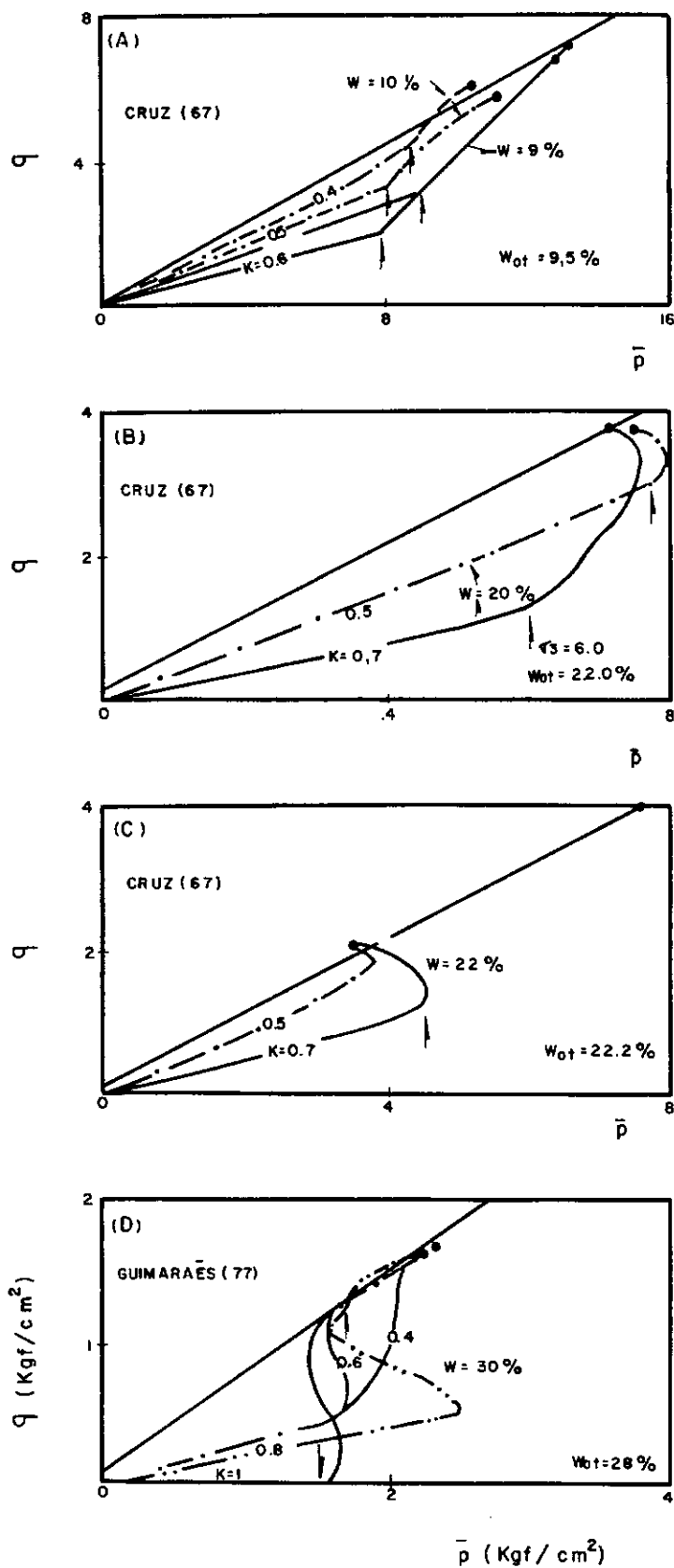
CURVAS DE COMPACTAÇÃO

FIG. 4.



(e VS). VERSUS RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

FIG. 4.



TRAJETÓRIAS DE PRESSÃO EFETIVA

FIG. 4.12

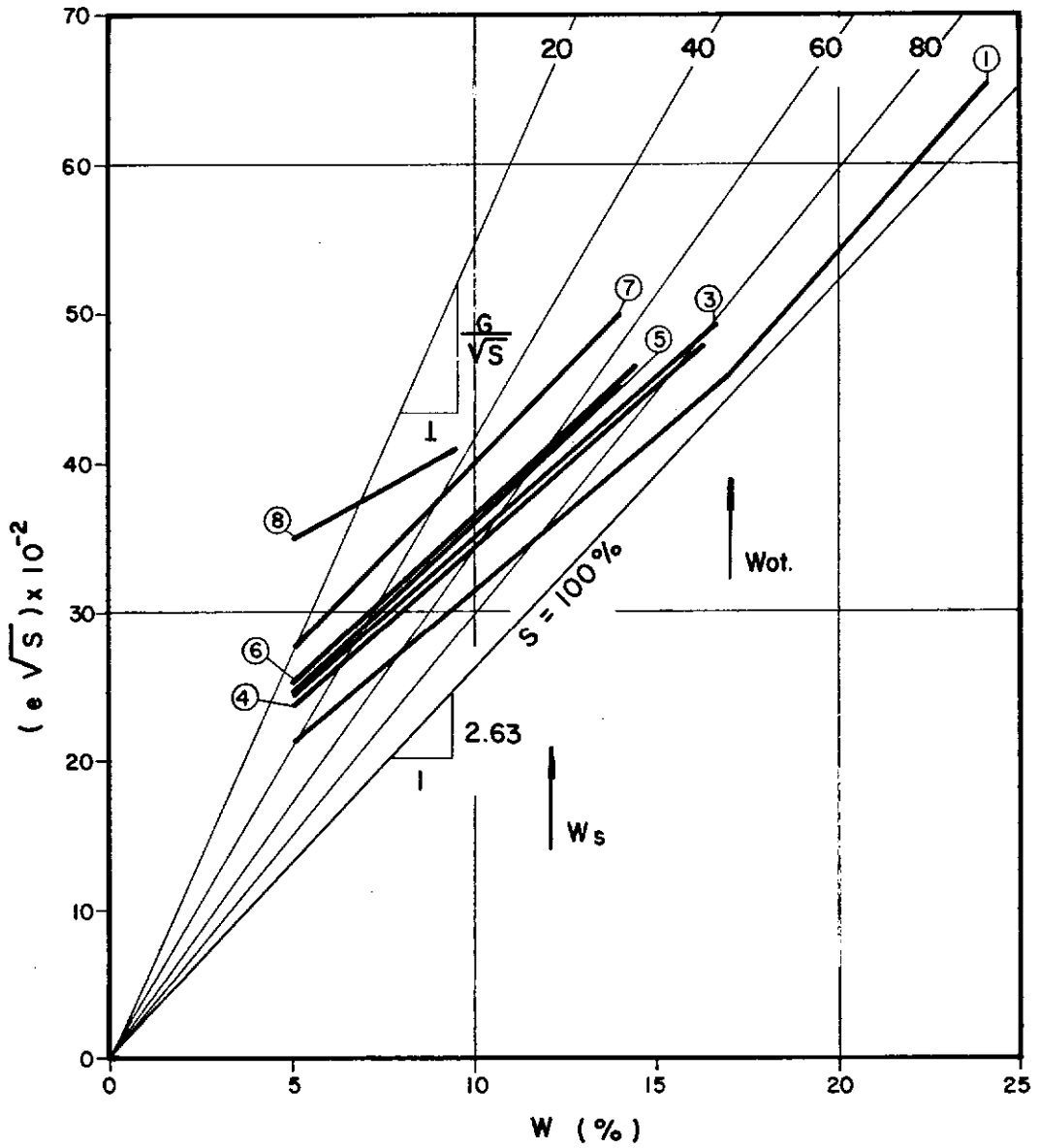
COEFICIENTE INTERVALO PASTILHA	a = INTERCEPTO (x 10^2)			b = COEF. ANGULAR		
	W (5 a 17) %	W (17 a W _o) %	W (5 a W _{sat}) %	W (5 a 17) %	W (17 a W _o) %	W (5 a W _{sat}) %
P1	13.7	0.0		1.9	2.73	
P2	11.6	0.0		2.1	2.70	
1	11.2	0.0		2.1	2.71	
2	13.2			2.1		
3	13.7			2.1		
4	13.0			2.1		
5	13.0			2.3		
6	13.3			2.3		
7	15.0			2.3		
8	22.3			2.4		
9			13.4			2.1
10			14.9			2.1
11			15.9			2.1
12			21.0			2.1
13			19.4			2.2

NOTA:

W_o - UMIDADE DE COMPACTAÇÃOW_{sat} - UMIDADE APÓS A PRÉ-SATURAÇÃOW_{ót.} - 17 %COEFICIENTES DA RETA $e \sqrt{S} = a + b W$

AMOSTRA 16

TABELA 4.6



AMOSTRA 16

PARÂMETRO $e\sqrt{S}$ VERSUS UMIDADE
AMOSTRAS NÃO SATURADAS

FIG. 4.13

CAPÍTULO 5 - PREVISÃO DA INFLUÊNCIA DA SECAGEM NA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

5.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo utiliza os resultados das relações e/\bar{s} versus resistência não-drenada e e/\bar{s} versus umidade (durante a secagem) referentes à amostra 16 com o objetivo de estabelecer uma previsão da influência de uma secagem prévia nos valores de resistência não-drenada obtidas através de ensaios triaxiais $K = \text{constante}$.

A figura 5.1 mostra a influência da secagem prévia na resistência à compressão simples de quatro tipos de solos estudados por Marsal (79). As relações LL , LP , w_{ot} versus $\gamma_{dm\bar{a}x}$ destes solos são apresentados na figura 2.9. Os resultados mostram que o solo compactado com o $w_o > w_{ot}$ e desidratado até uma certa umidade (série II) pode apresentar um ganho de resistência de até 25 kgf/cm^2 em relação à resistência correspondente à umidade de compactação (série I). Os resultados mostram, ainda, que a secagem prévia modifica o aspecto da relação resistência versus umidade e que a mesma depende do tipo de solo. Devido ao tipo de ensaio (compressão simples) usado pelo citado autor, verificam-se quedas de resistência para o solo no ramo seco em 3 dos 4 solos por ele estudados. Isto se deve, provavelmente, ao estilhaçamento do corpo-de-prova (ruptura frágil), por ausência de uma pressão confinante.

Barata (69) verificou que a secagem prévia de um solo SM compactado (durante 3 horas à 40°C) provoca um aumento de cerca de 6% no valor do CBR do solo compactado no ramo se-

co e cerca de 15% no valor do CBR do solo compactado no ramo úmido. Verificou, também, o autor, que a redução de volume (contração) é homogênea através da amostra. Apenas nos momentos iniciais do processo as camadas superficiais secam mais rapidamente do que as camadas internas do corpo-de-prova. Durante o processo verifica-se uma homogeneidade de umidade ao longo da amostra, visto que a umidade da parte central da amostra flui em direção das camadas superficiais.

5.2 - ESTIMATIVA DA SECAGEM PRÉVIA NA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

O título acima sugere a investigação de pelo menos duas questões:

- a) que ganho de resistência experimenta um solo compactado quando perde x% de sua umidade inicial?
- b) um solo compactado quando perde x% de sua umidade inicial possui resistência não-drenada igual à de um solo compactado com umidade x% menor?

A utilização conjunta das relações $(e\sqrt{s})_o$ versus q_f e $(e\sqrt{s})$ versus w , constitui a proposta do presente trabalho para estabelecer a influência perda de umidade na resistência não-drenada do solo da amostra 16.

As relações para a amostra 16 foram as seguintes:

$$\log q_f = 3.47 - 6.55 (e\sqrt{s})_o$$

$$\log q_f = 2.54 - 5.12 (e\sqrt{s})_f$$

$$e\sqrt{s} = a + bw \text{ (coeficientes } \underline{a} \text{ e } \underline{b} \text{ da tabela 4.6).}$$

As duas relações envolvendo o parâmetro $e\sqrt{s}$ e resistência não-drenada foram estabelecidas por corpos-de-prova moldados no intervalo $14\% \leq w_o \leq 22\%$. As duas relações interceptam-se no ponto de ordenada $(e\sqrt{s})_o = (e\sqrt{s})_f = 0.65$ e abscissa $q_f = 0.17 \text{ kgf/cm}^2$. Este ponto corresponde a um corpo-de-prova moldado com umidade de cerca de 24%. Pode-se supor que o solo compactado com umidade superior a 24% durante o processo de cisalhamento ou experimente uma variação de volume negativa (expansão) ou seja cisalhado a volume constante. A última hipótese é a mais provável, tendo em vista o alto grau de saturação do solo nestas umidades e o fato do ensaio ser não-drenado. Considerando agora o solo seco tem-se $(e\sqrt{s})_o = 0$ e $q_f = 2951 \text{ kgf/cm}^2$. Este valor de resistência na equação $(e\sqrt{s})_f$ versus q_f fornece $(e\sqrt{s})_f = -0,181$, o que é absurdo. Assim sendo, o presente trabalho considera que as relações $e\sqrt{s}$ versus q_f são válidas para o intervalo de umidade com limites próximos aos das umidades de compactação dos corpos-de-prova que definiram tais relações.

A figura 5.2 apresenta em termos de $e\sqrt{s}$ versus umidade a curva de compactação Proctor Normal da amostra 16. Estão ali plotados, também, os pontos representativos de corpos-de-prova submetidos a ensaios triaxiais $K = \text{constante}$, assim como as trajetórias de secagem das pastilhas 1 a 7 para uma perda de umidade de até 2%. Conforme mostra a figura 5.2 a trajetória de secagem no ramo úmido é paralela a uma curva de isosaturação elevada (este tópico já foi abordado nos capítulos 3 e 4). A curva de compactação é, praticamente, paralela a uma curva de isosaturação. Assim sendo, pode-se esperar que as trajetórias de secagem ao longo do ramo úmido sejam, praticamente coincidentes. Por outro lado, no ramo seco as trajetórias

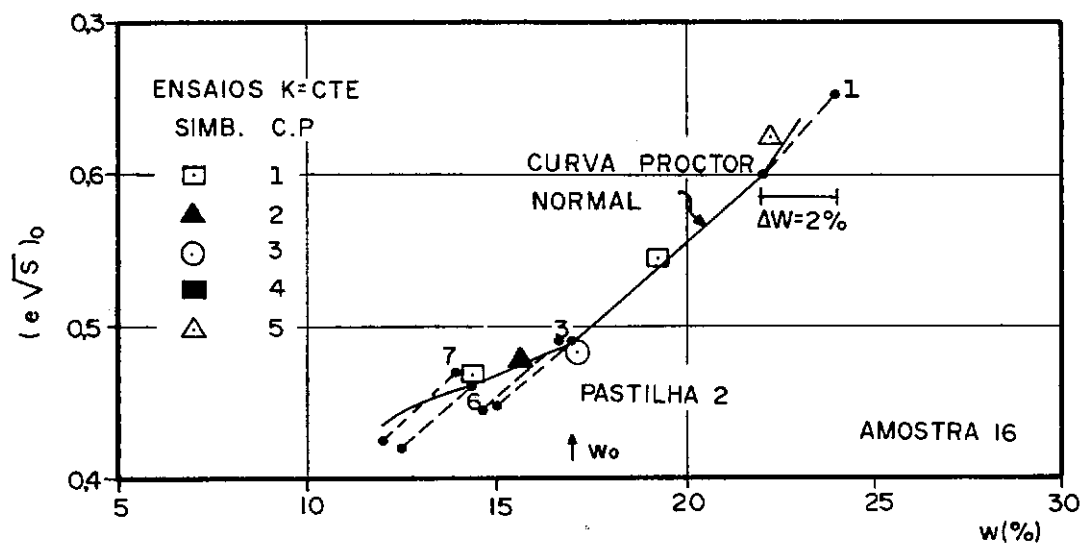
rias de secagem distanciam-se da curva de compactação. O presente trabalho considera que a relação $(e\sqrt{s})_0$ versus resistência independa do processo de secagem no ramo úmido. Ou seja, a relação pode ser utilizada para a estimativa da resistência não-drenada de corpos-de-prova moldados no ramo úmido até que a umidade dos mesmos atinja a umidade ótima.

A figura 5.3 apresenta os valores de desvios estimados de resistência não-drenada em função da umidade dos corpos-de-prova da amostra 16. Considera-se desvio a diferença entre resistência não-drenada de um corpo-de-prova estimada para uma umidade menor que a sua de compactação (umidade de secagem, portanto) e a resistência de um outro corpo-de-prova com umidade de compactação igual à umidade de secagem do primeiro corpo-de-prova. A referida figura apresenta resultados referentes ao ramo seco da curva, contrariando, assim, a conclusão acima. Entretanto, os resultados servem para mostrar que deve-se esperar que a resistência não-drenada de um corpo-de-prova compactado no ramo úmido seja bastante próxima da resistência de um outro corpo-de-prova (também compactado no ramo úmido, porém, com umidade de compactação menor do que a do primeiro), quando sua umidade de secagem for igual a umidade de compactação do segundo corpo-de-prova. Quando a umidade de secagem do corpo-de-prova do ramo úmido atingir a umidade de compactação de um corpo-de-prova do ramo seco, sua resistência deve ser maior que a resistência do segundo corpo-de-prova. Apesar dos resultados da figura 5.3 mostrarem isto, os valores dos desvios de resistência são questionáveis já que os valores de resistência, durante a secagem, foram estimados a partir de uma relação $(e\sqrt{s})_0$ versus q_f que despreza a influência desta secagem e, como visto anteriormente no ramo seco, a

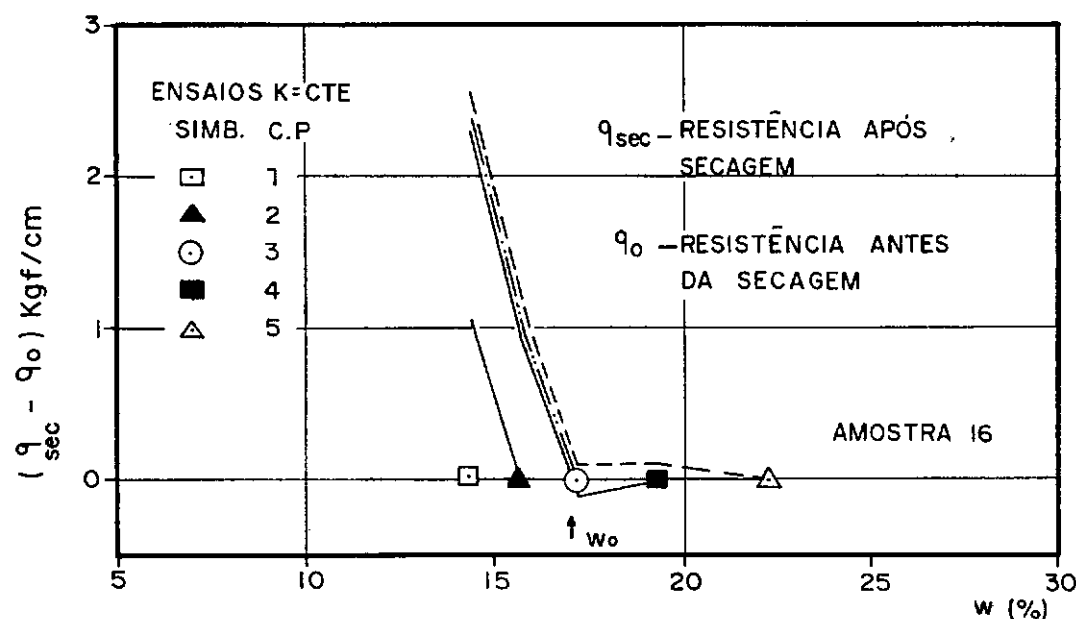
perda de umidade deve influenciar na relação envolvendo resistência.

A figura 5.4 apresenta os valores de ganho de resistência não-drenada (estimados) em função da umidade de compactação inicial devido à perdas de umidade de até 4% do solo compactado no ramo úmido da curva de compactação. A citada figura mostra que os ganhos de resistência aumentam com a diminuição da umidade de compactação, sendo que o solo compactado com $w_o = 19.33\%$ quando perdeu 2% de sua umidade experimentou um ganho de cerca de 1.0 kgf/cm^2 .

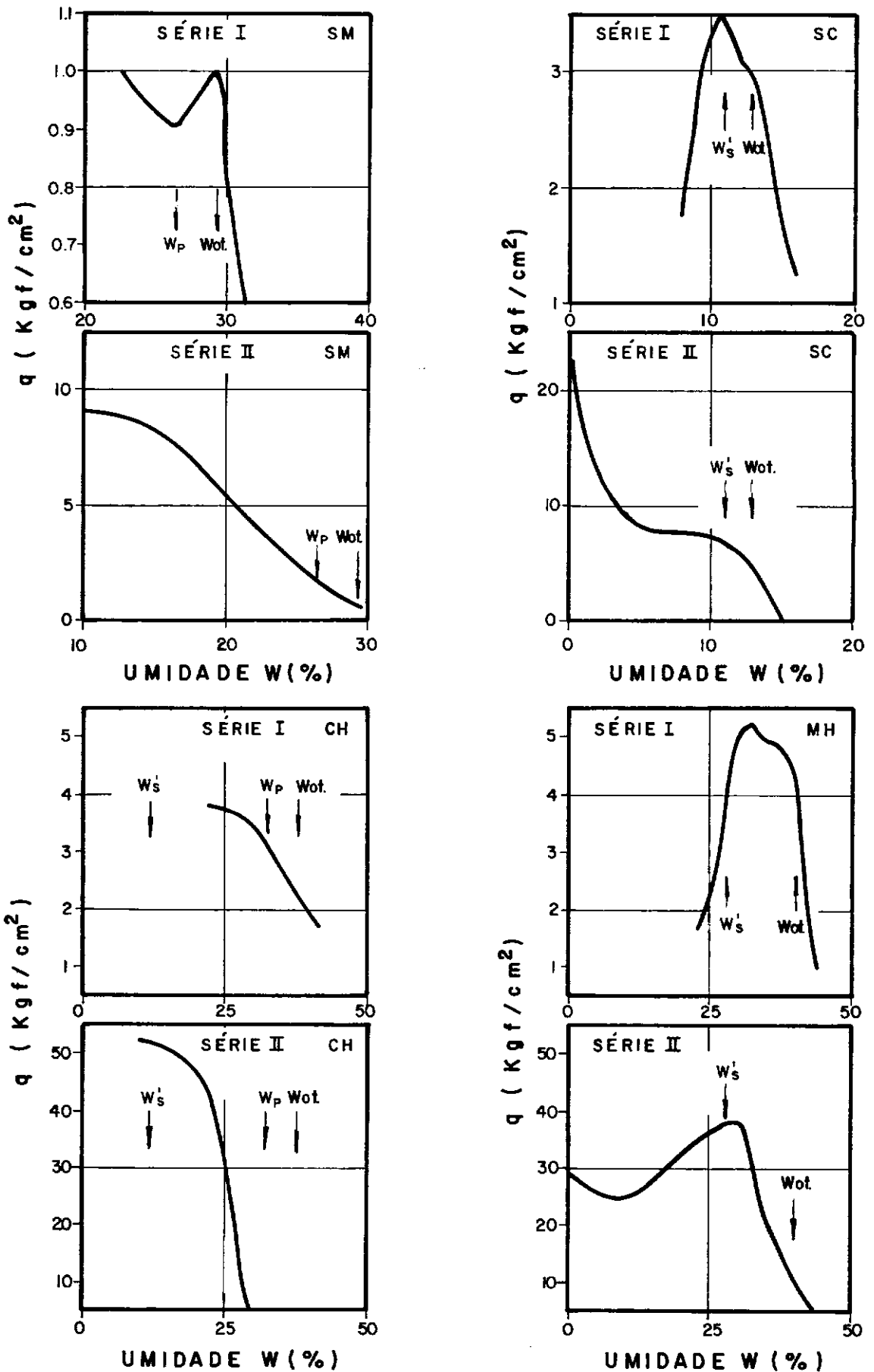
Mais uma vez, chama-se a atenção para o fato de todas as suposições acima necessitarem comprovação experimental no que diz respeito à estimativa de resistência não-drenada. Acredita-se, entretanto, que o comportamento real dos solos compactados aproxime-se bastante do modelo proposto, principalmente, no ramo úmido da curva de compactação.



$(e\sqrt{s})_0$ VERSUS UMIDADE DE COMPACTAÇÃO FIG.5.2



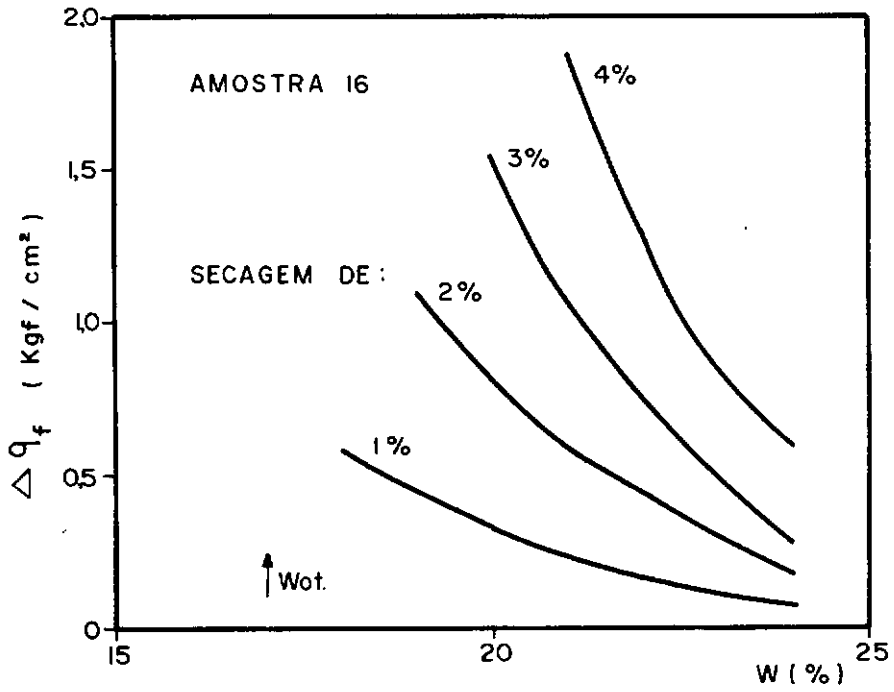
DESVIO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA VERSUS UMIDADE FIG.5.3



SÉRIE I - AMOSTRAS SEM SECAGEM

SÉRIE II - AMOSTRAS COMPACTADAS $W_o > W_{ot}$
SUBMETIDAS À SECAGEM.

FIG. 5.1



GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA (DEVIDO A SECAGEM) VERSUS UMIDADE DE COMPACTAÇÃO

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 - CONCLUSÕES

Os solos das cinco séries, quando compactados na energia de ensaio Proctor Normal, apresentam umidades ótimas praticamente iguais aos respectivos limites de plasticidade. O parâmetro \bar{B} cresce com o nível de carregamento e um aumento da fração de argila do solo provoca um acréscimo do referido parâmetro. Um aumento de umidade ótima não acarreta um aumento de \bar{B} . Um aumento do valor de K utilizado no ensaio provoca um aumento do módulo de Elasticidade Equivalente, $M = \Delta q_1 / \Delta \epsilon_1$. O referido módulo quando avaliado para $\epsilon_1 = 5\%$ chega a ser menor que a metade do valor deste módulo quando avaliado para $\epsilon_1 = 1\%$. As variações de volume durante o processo de cisalhamento foram corrigidas segundo a metodologia apresentada no Anexo A. As variações de volume foram consideradas representativas após comparações com os valores teóricos determinados segundo o modelo de Pinto (72). A relação ângulo de atrito efetivo versus índice de plasticidade dos solos aqui estudados, enquadra-se na faixa de argilas sedimentares compactadas estudadas por Vaughan (78). A referida relação indica que uma diminuição do índice de plasticidade é acompanhada por um aumento de ângulo de atrito efetivo.

Os resultados de ensaios de secagem mostraram que o aspecto das trajetórias de secagem depende do tipo de solo. Os resultados mostraram, também, que durante o processo de secagem o solo compactado conserva suas características originais. Apesar da pré-saturação não modificar o aspecto da tra

jetória de secagem de pastilhas compactadas no ramo seco, provoca um aumento da contração total das mesmas. O limite de contração determinado a partir do ensaio corrente de laboratório não traduz a umidade de contração do solo compactado ao longo da curva de compactação. Verificou-se que a umidade de contração depende da umidade de compactação.

Os resultados dos ensaios triaxiais $K = \text{constante}$ mostraram que para os solos do presente trabalho estabelece-se duas relações distintas. A primeira relaciona de forma linear o parâmetro $(e\sqrt{s})_0$, inicial, com a resistência não-drenada. A segunda relaciona, também, de forma linear, o parâmetro $(e\sqrt{s})_f$, na ruptura, com a resistência não-drenada. Conclui-se, também, que a relação $(e\sqrt{s})_0$ versus q_f depende do tipo de solo, ou seja, mais particularmente da sua curva de compactação de Proctor. Verificou-se que esta solução não deve ser verificada para ensaios \overline{UU} , já que a tensão confinante também influencia na forma da relação. Os resultados dos ensaios de secagem mostraram que as trajetórias de secagem são retilíneas no espaço $e\sqrt{s}$ versus umidade, até umidades superiores a 5%. Entre esta umidade e o solo seco as trajetórias são parabólicas.

O modelo adotado para a previsão da influencia da secagem prévia na resistência não-drenada considera a combinação das relações $(e\sqrt{s})_0$ versus q_f e $e\sqrt{s}$ versus umidade. Verificou-se que a relação $(e\sqrt{s})_0$ versus q_f deve ser utilizada apenas no intervalo de umidades dos corpos-de-prova que submetidos à ensaios triaxiais $K = \text{constante}$, definem a relação. O fato das trajetórias de secagem afastarem-se da curva de compactação no ramo seco restringiu a aplicação do modelo ape

nas as amostras compactadas no ramo úmido. A utilização do modelo para a previsão da influencia da secagem de amostras comcompactadas no ramo seco, depende do estabelecimento da influência desta secagem na relação $(e/\bar{s})_0$ versus q_f .

6.2 - RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS DE PES- QUISA

Uma contribuição de futuros trabalhos ao estudo dos solos compactados, não-saturados, seria detectar durante o processo de cisalhamento as pressões que se desenvolvem nas fases líquida e gasosa do solo. Desta forma, seria possível testar a adequação das expressões de pressão efetiva apresentadas no capítulo 2. Recomenda-se, também, processos mais acurados de registro de variação de volume durante o cisalhamento. Entretanto, caso a metodologia de futuros ensaios for semelhante a do presente trabalho (ver Anexo A), recomenda-se que o primeiro estágio de pressão (normalmente de $0,5 \text{ kgf/cm}^2$) seja subdividido em três ou mais estágios. Desta forma, é possível determinar o volume de ar aprisionado entre a membrana e o corpo-de-prova assim como o volume de ar presente no interior da célula triaxial. O Anexo A mostra a necessidade de se considerar o ar aprisionado e sua influência na variação de volume registrada.

Futuros estudos sobre o comportamento do solo comcompactado durante sua secagem devem ser estendidos a outros tipos de solos. O presente trabalho mostrou que o comportamento depende do tipo de solo. Recomenda-se que os futuros trabalhos considerem medições de deformações durante a secagem em

duas direções, isto permitiria estabelecer se o processo é ou não isotrópico.

O presente trabalho apresenta um modelo que permite a estimativa da influência da secagem prévia na resistência não-drenada. As limitações impostas ao modelo constituem as principais recomendações para futuro trabalho, ou sejam, a verificação da influência da secagem de amostras compactadas no ramo seco na relação $(e/\sqrt{s})_0$ versus q_f e a própria constatação do modelo. A constatação do modelo poderá ser obtida quando for comparada a resistência não-drenada de um solo que perdeu $x\%$ de umidade com a resistência de um solo com umidade de compactação $x\%$ menos que a primeira.

BIBLIOGRAFIA

- AITCHISON, G.D. (1960) "Relationships of Moisture Stress and Effective Function in Unsaturated Soil" - Proceedings of the Pore Pressure and Suction in Soils Conference, Butterworths, London - 47 a 52 pp.
- ALVARENGA, M.M. (1977) "Propriedades Físico-Químicas dos Solos" - Notas de Aula COPPE/UFRJ
- ASTM - "Shrinkage Factors of Soils" - Designation D-427-39, 1939
- AYLMORE, L. & QUIRK, P. (1968) "Domain or Turbostratic Structure of Clays" -- Nature 187, p. 1046
- BARATA, F.E. (1969) "Effects of Of-Heating on Bearing Capacity of Highway Subgrades" -- Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils - Highway Research Board, Special Report 103, Vol I, 141 a 149 pp.
- BARDEN, L. (1965) "Consolidation of Compacted and Unsaturated Clay" - Géotechnique 15, nº 3, 1 a 25 pp.
- BARDEN, L.; MADEDOR, A.O. & SIDES, G.R. (1969) "Volume Change Characteristics of Unsaturated Clays" - Journal of Soil Mechanical and Foundation Division, Vol. 95, SM1, 33 a 51 pp.
- BARDEN, L. & SIDES, G.R. (1970) "Engineering Behavior and Structure of Compacted Clay" - Journal of Soil Mechanical and Foundation Division, Vol. 96, SM4, 1171 a 1199 pp.
- BARDEN, L. & SIDES, G.R. (1971) "Sample Disturbance in the Investigation of Clay Structure" - Géotechnique 21, nº 3, 211 a 222 pp.

- BARDEN, L. (1972) "The Influence of Structure on Deformation and Failure in Clay Soil" - *Géotechnique* 22, n° 2, 159 a 163 pp.
- BISHOP, A.W. & ELDIN, G. (1950) "Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Shear Strength" - *Géotechnique* 2, 13 a 32 pp.
- BISHOP, A.W. (1952) "The Stability of Earth Dams" - Tese D.Sc., University of London
- BISHOP, A.W. (1959) "The Principle of Effective Stress" - *Teknisk Ukeblad* 39, 859 a 863 pp.
- BISHOP, A.W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G.E. & DONALD, I.B. (1960) "Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils" - ASCE, Boulder, 503 a 532 pp.
- BISHOP, A.W. & BJERRUM, L. (1960-a) "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems" - Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, 437 a 501 pp.
- BISHOP, A.W. & HENKEL, D.J. (1962) "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test" - Edward Arnold Ltd., London, 227 pp.
- BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963) "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils" - *Géotechnique* 13, n° 3, 177 a 197 pp.
- CASAGRANDE, A. (1932) "The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering" - *Journal of Boston Society Civil Engineering*, 19, 168 a 208 pp.

- CASAGRANDE, A. & HIRSCHFELD, R.C. (1960) "Stress Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry UnitWeight" - Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, 359 a 417 pp.
- CASTRO, G.R. (1975) "Comparação entre a Compressibilidade e Resistência em Ensaio Não-Drenado de Um Solo Residual de Clima Constantemente Úmido, Compactado no Campo e no Laboratório" - Tese M.Sc. Escola Politécnica USP, 78 pp.
- COLEMAN, J.D. (1962) "Stress/Strain Relations for Partly Saturated Soil" - Géotechnique 12, nº 4, 348 a 350 pp.
- COPPETEC (1978) ET 1548/77 "Aproveitamento Hidroelétrico de Palmar" - Relatórios 1, 2, 3, 4, e 5.
- COROTIS, R.B.; HANSAN FARZIN, M. & KRIZEK, R. (1974) "Nonlinear Stress-Strain Formulation for Soils" - Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, nº GT9, sept, 993 a 1008 pp.
- COSTA NUNES, A.J. (1958) "Curso de Mecânica dos Solos e Fundações" - Editora Globo, Rio de Janeiro, 314 pp.
- CRONEY, P. & COLEMAN, J.D. (1953) "Soil Moisture Suction Properties and Their Bearing on the Moisture Distribution in Soils" - Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 13 a 18 pp.
- CRUZ, P.T. (1963) "Shear Strength Characteristics of Some Residual Compacted Clays" - II Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, São Paulo, Vol. I, 73 a 102 pp.

- CRUZ, P.T. (1965) "Compacted Soils and the Parameter $e\sqrt{s}$ " - Boletim 1, ABMS, Abril, 21 a 27 pp.
- CRUZ, P.T. & MASSAD, F. (1966) "O Parâmetro \bar{B} em Solos Compactados" - III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Belo Horizonte, Vol. I, 1 a 24 pp.
- CRUZ, P.T. (1967) "Propriedades de Engenharia de Solos Residuais Compactados da Região Centro-Sul" - Brasil, Escola Politécnica USP, 191 pp.
- CRUZ, P.T. (1969) "Propriedades de Engenharia de Solos Residuais Compactados" - Escola Politécnica USP, Vol.2, 130 pp.
- CRUZ, P.T. & MELLIOS, G. (1972) "Notas sobre a Resistência à Tração de Alguns Solos Compactados" - VIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, 1 a 41 pp.
- CRUZ, P.T. (1976) "Alguns Dados sobre a Experiência Brasileira na Compactação de Solos" - Instituto de Pesquisas Rodoviárias - DNER, 577/42, 20 pp.
- DAVIES, J.T. & RIEDAL, E.K. (1963) "Interfacial Phenomena" - Academic Press, New York
- DONALD, I.B. (1963) "Effective Stress Parameters in Unsaturated Soils" - Proceedings of the 4th - Austrália - Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference, N.Z., 41 a 46 pp.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1976) "Constitutive Relations for Volume Change in Unsaturated Soils" - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, nº 8, 261 a 276 pp.

- FREDLUND, D.G. & MORGENSTER, N.R. (1977) "Stress State Variables for Unsaturated Soils" - Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103, GT5, 447 a 466 pp.
- FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. & WIDGER, R.A. (1978) "The Shear Strength of Unsaturated Soils" - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, nº 3, 313 a 321 pp.
- FREDLUND, D.G. (1979) "Appropriate Concepts and Technology of Unsaturated Soils" - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, nº 3, 121 a 139 pp.
- GUIMARÃES, R.B. (1977) "Determinação dos Parâmetros "Elásticos" do Solo Residual da Barragem de Itauba" - Tese M.Sc. COPPE/UFRJ, 172 pp.
- HAGGARTY, (1957) "Measurement of Shrinkage Strains in Clays" - Tese M.Sc. Massachusetts Institute of Technology
- HENKEL, D.J. (1960) "The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays" - Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, 533 a 554 pp.
- HOGENTÖGLER, C.A. (1936) "Essentials of Soil Compaction" - Highway Research Board, 309 a 316 pp.
- JANBU, N. (1967) "Behaviour of Clay Undrained Shear Produced by Loading at Constant Total Principal Stress Ratio" - Proceedings of the Geotechnical Conference, Oslo, Vol. I, 31 a 34 pp.
- JENNINGS, J.E. (1960) "A Revised Effective Stress Law for use in the Prediction of the Behaviour of Unsaturated Soils" - Proceedings of the Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, 26 a 30 pp.

- JENNINGS, J.E. & BURLAND, J.B. (1962) "Limitations to the Use of Effective Stress in Partly Saturated Soils" *Géotechnique* 12, n° 2, 125 a 144 pp.
- LAMBE, T.W. (1958) "The Structure of Compacted Clay" - ASCE Proceedings Paper 1654, SM2, May, 1 a 34 pp.
- LAMBE, T.W. (1960) "A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay" - Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, 555 a 580 pp.
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969) "Soil Mechanics" - John Wiley e Sons. Inc., New York, 553 pp.
- LEE, K.L. & SEED, H.B. (1967) "Drained Strength Characteristics of Sands" -- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, SM6, 118 a 141 pp.
- LEE, P.V. & SUEDEKAMP, R.J. (1972) "Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils" - Highway Research Record, n° 381, 1 a 9 pp.
- LEON, J.L. & ALBERRO, J. (1977) "Extension and Compression Tests on Mexico City Clay" - Proceedings of the 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tôquio, Vol. I, 193 a 196 pp.
- LOWE III, J. & JOHNSON, T.G. (1960) "Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens" - proceedings of the Research Conference of Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, 819 a 836 pp.
- MARSAL, R.J. & FUENTES, A. (1976) "Mechanical Properties of Rockfill-Soil Mixtures" Proceedings of the 12th International Conference of Large Dams, México

- MARSAL, R.J. (1979) "Análisis de Conocimientos sobre Suelos Cohesivos Compactados" - VI Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Lima, Vol. II, 143 a 222 pp.
- MARTINS, M.A. & LOPES, A.S. (1981) "Utilização de Arenito Brando em Construção de Barragens" - III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Itapema-SC, Vol. III, 187 a 203 pp.
- MATYAS, E.L. & RADHAKRISHNA, H.S. (1968) "Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils" - Géotechnique 18, nº 4, 432 a 448 pp.
- MEANS, R.E. & PARCHER, J.V. (1964) "Physical Properties of Soils" - Constable, London, 464 pp.
- MEDINA, J. (1973) "Estrutura do Solo" - COPPE/UFRJ, 8 pp.
- MITCHELL, J.K. (1976) "Fundamentals of Soil Behavior" - John Wiley & Sons, Inc. New York, 422 pp.
- OLSON, R.E. (1963) "Effective Stress Theory of Soil Compaction" - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, SM2, 27 a 45 pp.
- PACEY, J.G. (1956) "The Structure o Compacted Soil" - Tese M.Sc. Massachussetts Institute of Technology
- PINTO, C.S.; NAKAO, H. & MORI, R.T. (1970) "Resistência e Deformabilidade em Ensaios Não-Drenado de Um Solo Compactado" - IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia e Fundações, Rio de Janeiro Vol. 1, 35 a 67 pp.
- PINTO, C.S. (1972) "Resistência ao Cisalhamento dos Solos" - Escola Politécnica USP, 137 pp.

- PROCTOR, R.R. (1933) "Fundamental Principles of Soil Compaction" - Engineering News-Record, New York, Vol. III, p. 286
- RANZINI, S.M.T. (1967) "Pressões Neutras em Maciços de Solos Residuais Compactados" - Tese D.Sc. Escola Politécnica USP
- RICHARD, B.G. (1966) "The Significance of Moisture Flow and Equilibria in Unsaturated Soils in Relation to the Design of Engineering Built on Shallow Foundations in Australia" - Symposium on Permeability and Capillaryty, ASTM, Atlantic City
- SEED, H.B. & CHAN, C.K. (1959) "Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays" - ASCE Proceedings Paper 2216, SM5, October, 87 a 127 pp.
- SEED, H.B.; MITCHELL, J.K. & CHAN, C.K. (1960) "The Strength of Compacted Cohesive Soils" - Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, 877 a 964 pp.
- SEED, H.B. & LEE, K.L. (1967) "Undrained Strength Characteristics of Cohesionless Soils" - Journal of Soil Mechanical and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, SM6, 333 a 360 pp.
- SIDES, G. & BARDEN, L. (1971) "The Microstructure of Dispersed and Flocculated Samples of Kaolinite, Illite and Montmorillonite" - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 8, nº 3, 391 a 399 pp.
- SILVEIRA, J. (1979) "O Estudo da Permeabilidade e Estrutura do Solo-Cal" - Tese M.Sc. COPPE/UFRJ, 135 pp.
- SKEMPTON, A.W. (1954) "The Pore-Pressure Coefficient A and B, Géotechnique, Vol. 4, p. 77

- SKEMPTON, A.W. (1960) "Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks" - Proceedings of the Pore-Pressure and Suction in Soils Conference, Butterworths, London, 4 a 16 pp.
- SMART, P. (1967) "Particle Arrangements in Kaolin" - Clays Miner 15, 241 a 254 pp.
- TAYLOR, D.W. (1948) "Fundamentals of Soil Mechanics" - John Wiley e Sons, New York, 700 pp.
- TERZAJHI, K.T. (1936) "The Shearing Resistance of Saturated Soils" - Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Vol. I, 54 a 56 pp.
- TILES, I. (1957) "Shrinkage and Strength of Compacted Sand-Clay Mixtures" - Tese M.Sc., Massachusetts Institute of Technology
- WHITMAN, R.V. (1960) "Some Considerations and Data Regarding the Shear Strength of Clays" - Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, 581 a 614 pp.
- VAUGHAN, P.R.; HIGHT, D.W.; SODHA, V.G. & WALBANCKE, H.J. (1978) "Factors Controlling the Stability of Clay Fills in Britain" - Institution of Civil Engineers, London, 205 a 217 pp.
- VICKERS, B. (1978) "Laboratory Work in Civil Engineering Soil Mechanics" - Granada Publishing, London

NOTAÇÕES E CONVERSÃO DE UNIDADES

1 - NOTAÇÕES

- NOTA - uma barra sobre um símbolo de pressão indica pressão efetiva;
- o prefixo o indica condições iniciais;
 - o sufixo f indica condições finais ou de ruptura;
 - o prefixo Δ indica uma variação.

1.1 - PRESSÕES OU TENSÕES

u	poro-pressão;
u_a	poro-pressão no ar;
u_w	poro-pressão na água;
$\sigma_h; \bar{\sigma}_h$	pressão horizontal;
$\sigma_v; \bar{\sigma}_v$	pressão vertical;
$\sigma_1; \bar{\sigma}_1$	tensão principal maior;
$\sigma_3; \bar{\sigma}_3$	tensão principal menor;
p_a	pressão atmosférica;
q	$1/2 (\sigma_v - \sigma_h)$ ou $1/2 (\sigma_1 - \sigma_3)$;
q_f	q na ruptura;
\bar{p}	$1/2 (\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h)$ ou $1/2 (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)$

1.2 - RELAÇÕES ENTRE PRESSÕES

- A parâmetro de poro-pressão de Skempton;
- B parâmetro de poro-pressão de Skempton ($B = \Delta u / \Delta \sigma_3$);

\bar{B} parâmetro $\bar{B} = u_w/\sigma_1$;

K σ_3/σ_1 .

1.3 - DEFORMAÇÕES

$\epsilon_1 \epsilon_2 \epsilon_3$ deformações axiais principais;

ϵ_N deformação volumétrica.

1.4 - PARÂMETRO DE RESISTÊNCIA

c, \bar{c} coesão;

$\phi; \bar{\phi}$ ângulo de atrito;

\bar{a} intercepto da envoltória $q_f \times \bar{p}_f$;

$\bar{\alpha}$ inclinação da envoltória $q_f \times \bar{p}_f$.

1.5 - UMIDADE

w umidade;

w_{sat} umidade natural;

w_o umidade de compactação;

w_{ot} umidade ótima;

w_{sat} umidade após pré-saturação;

w_s limite de contração;

w'_s limite de contração observado;

w_p limite de plasticidade;

w_L limite de liquidez.

1.6 - PESO ESPECÍFICO

γ_{sol}	peso específico das partículas sólidas;
γ_d	peso específico aparente seco;
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	peso específico aparente seco máximo;
γ	peso específico úmido;
γ_w	peso específico da água;
G	densidade dos grãos;

1.7 - MISCELÂNEIA

C	contração;
e	índice de vazios;
H	coeficiente de solubilidade de Henry;
M	módulo de elasticidade equivalente;
m	resistência mobilizada;
r	coeficiente de correlação;
r_c	raio do menisco;
r_{10}	raio efetivo das partículas sólidas;
S	grau de saturação;
S_p	grau de saturação previsto;
V	volume;
W	peso.

2 - CONVERSÃO DE UNIDADES

$$1 \text{ kgf} = 9.81 \text{ newtons}$$

$$1 \text{ kgf} = 10^{-3} \text{ tf}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 10 \text{ tf/m}^2$$

$$1 \text{ newton/m}^2 = 1 \text{ pascals}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^3 = 100 \text{ k newtons/m}^2$$

$$1 \text{ tf/m}^2 = 10 \text{ k newtons/m}^2$$

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 - OBJETIVOS E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- Figura 1.1 - Barragem Palmar (pág.)
- Figura 1.2 - Seção Geológica Típica (pág.)
- Figura 1.3 - Perfil Geotécnico Típico (pág.)
- Figura 1.4 - Curva de Compactação (pág.)
- Figura 1.5 - Modelos de Estrutura (pág.)
- Figura 1.6 - Influência do Método de Compactação na Resistência Mobilizada (pág.)

CAPÍTULO 2 - RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS - $K = \text{CONSTANTE}$ (\overline{UUK})

- Figura 2.1 - Curvas Granulométricas (pág.)
- Figura 2.2 - Gráfico de Plasticidade (pág.)
- Figura 2.3 - IP Versus Fração de Argila (pág.)
- Figura 2.4 - Curva de Compactação Amostra 10 (pág.)
- Figura 2.5 - Curva de Compactação Amostra 14 (pág.)
- Figura 2.6 - Curva de Compactação Amostra 15 (pág.)
- Figura 2.7 - Curva de Compactação Amostra 16 (pág.)
- Figura 2.8 - Curva de Compactação Amostra 19 (pág.)
- Figura 2.9 - W_L , W_P , W_{ot} Versus $\gamma_{d_{\max}}$ (pág.)
- Figura 2.10 - Peso Específico Seco Máximo Versus Umidade Ótima (pág.)
- Figura 2.11 - Amostra nº 10 (pág.)
- Figura 2.12 - Amostra nº 10 (pág.)
- Figura 2.13 - Trajetórias e Envoltória de Pressões Efetivas Amostra nº 10 (pág.)

- Figura 2.14 - Amostra nº 14 (pág.)
- Figura 2.15 - Amostra nº 14 (pág.)
- Figura 2.16 - Trajetórias e Envoltória de Pressões Efetivas
Amostra nº 14 (pág.)
- Figura 2.17 - Amostra nº 15 (pág.)
- Figura 2.18 - Amostra nº 15 (pág.)
- Figura 2.19 - Trajetórias e Envoltória de Pressões Efetivas
Amostra nº 15 (pág.)
- Figura 2.20 - Amostra nº 16 (pág.)
- Figura 2.21 - Amostra nº 16 (pág.)
- Figura 2.22 - Trajetórias e Envoltória de Pressões Efetivas
Amostra nº 16 (pág.)
- Figura 2.23 - Amostra nº 19 (pág.)
- Figura 2.24 - Amostra nº 19 (pág.)
- Figura 2.25 - Trajetórias e Envoltória de Pressões Efetivas
Amostra nº 19 (pág.)
- Figura 2.26 - Resistência Não-Drenada da Umidade Ótima
(pág.)
- Figura 2.27 - Curvas Típicas do Parâmetro \bar{B} (pág.)
- Figura 2.28 - Grau de Saturação Inicial Versus Acréscimo de
Pressão Neutra (na ruptura) (pág.)
- Figura 2.29 - Diferença Entre Graus de Saturação Medido e Pre-
visto (na ruptura) Versus Umidade de Compacta-
ção (pág.)
- Figura 2.30 - Peso Específico Seco (Inicial e Final) Versus
Umidade de Compactação (pág.)
- Figura 2.31 - Ângulo de Atrito Efetivo Versus Índice de Plas-
ticidade (pág.)

CAPÍTULO 3 - SECAGEM DE UM SOLO COMPACTADO

- Figura 3.1 - Determinação do Limite de Contração (pág.)

- Figura 3.2 - Trajetória Teórica de Secagem (pág.)
- Figura 3.3 - Processo de Contração (pág.)
- Figura 3.4 - (pág.)
- Figura 3.5 - (pág.)
- Figura 3.6 - (pág.)
- Figura 3.7 - (pág.)
- Figura 3.8 - (pág.)
- Figura 3.9 - (pág.)
- Figura 3.10 - Corpos-de-Prova Não-Saturados (pág.)
- Figura 3.11 - Corpos-de-Prova Pré-Saturados (pág.)
- Figura 3.12 - Corpos-de-Prova Não-Saturados e Pré-Saturados (pág.)
- Figura 3.13 - Corpos-de-prova Não-Saturados (pág.)
- Figura 3.14 - Corpos-de-Prova Pré-Saturados (pág.)
- Figura 3.15 - Desvio da Umidade de Contração Versus Umidade (pág.)

CAPÍTULO 4 - O PARÂMETRO $e\sqrt{s}$

- Figura 4.1 - $e(\sqrt{s})_o$ Versus Umidade de Compactação (pág.)
- Figura 4.2 - $e(\sqrt{s})_f$ Versus Resistência Não-Drenada (pág.)
- Figura 4.3 - $e\sqrt{s}$ Versus Resistência (Ensaio \overline{CTU}) (pág.)
- Figura 4.4 - $e\sqrt{s}$ Versus Resistência (Ensaio de Cone) (pág.)
- Figura 4.5 - Amostra n° 10 (pág.)
- Figura 4.6 - Amostra n° 14 (pág.)
- Figura 4.7 - Amostra n° 15 (pág.)
- Figura 4.8 - Amostra n° 16 (pág.)
- Figura 4.9 - Amostra n° 19 (pág.)
- Figura 4.10 - Curvas de Compactação (pág.)
- Figura 4.11 - $(e \text{ VS})$ Versus Resistência Não-Drenada (pág.)

- Figura 4.12 - Trajetórias de Pressão Efetiva (pág.)
- Figura 4.13 - Parâmetro $e\sqrt{s}$ Versus Umidade - Amostras Não-Saturadas - Amostra 16 (pág.)
- Figura 4.14 - Parâmetro $e\sqrt{s}$ Versus Umidade - Amostras Pré-Saturadas - Amostra 16 (pág.)

CAPÍTULO 5 - PREVISÃO DA INFLUÊNCIA DA SECAGEM NA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

- Figura 5.1 - (pág.)
- Figura 5.2 - $(e\sqrt{s})_o$ Versus Umidade de Compactação (pág.)
- Figura 5.3 - Desvio da Resistência Não-Drenada Versus Umidade (pág.)
- Figura 5.4 - Ganho de Resistência Não-Drenada (Devido a Secagem) Versus Umidade de Compactação (pág.)

ANEXO A - ENSAIOS TRIAXIAIS $K = \text{CONSTANTE}$ (\overline{UUK})

- Figura A.1 - Calibração da Célula Triaxial (pág.)
- Figura A.2 - Correção Típica Devido ao Volume Inicial de Ar Aprisionado (pág.)

ANEXO C - O ESPAÇO $e\sqrt{s}$ VERSUS UMIDADE

- Figura C.1 - Espaço $e\sqrt{s}$ Versus W (pág.)

ANEXO A - ENSAIOS TRIAXIAIS $K = \text{CONSTANTE}$ (\overline{UUK})

A.1 - CORPOS-DE-PROVA

- Solo: amostras deformadas das áreas de empréstimo (ver capítulo 1) na umidade natural.

A partir da amostra original, uma certa quantidade de solo (necessária à compactação do corpo-de-prova) era submetida a secagem ao ar ou adicionava-se a água à mesma, para o estabelecimento da umidade de compactação desejada. Posteriormente, o solo era acondicionado em saco plástico e guardado em câmara úmida durante cerca de 24 horas (tempo médio necessário para a determinação de sua umidade);

- Molde tri-partido: altura de 9.0cm e volume de 90cm^3 ;
- Pisoteador: diâmetro de 1.27cm;
- Número de camadas de solos: 5;
- Espessura média da camada: 1.8cm;
- Força aplicada pelo pisoteador: 15 kgf;
- Número de golpes por camada: 10;
- Área do molde/área do pisoteador: 7.9;
- Determinações de umidade de compactação: 3;
- Tempo de cura do corpo-de-prova em câmara úmida: cerca de 24 horas;

A.2 - EQUIPAMENTO UTILIZADO

- Célula triaxial: Wykeham Farrance (detalhes Bishop e Henkel (62);
- Pedestal e pedra porosa - Wykeham Farrance:
 - . diâmetro do pedestal: $\phi = 3.56\text{cm}$ (1/4")
 - . pressão de borbulhamento da pedra porosa de cerâmica: 1 kgf/cm^2
 - . permeabilidade da pedra porosa: $3.8 \times 10^{-6}\text{ cm/s}$;
- Top cap. acrílico:
 - . Diâmetro: $\phi = 3.56\text{cm}$ (1/4");
- Papel filtro: espessura 0,20cm (seco) cortado em tiras cobrindo 50% da área lateral de proveite com permeabilidade - $K \approx 10^{-3}\text{ cm/s}$;
- Membrana: Johnson & Johnson;
- Elástico;
- Óleo lubrificante: diversas marcas;
- Bureta medidora de variação de volume:
 - . Tubulação de plástico rígida $\phi = 0.167\text{cm}^2$ e torneira de inversão de fluxo -- esquema em Guimarães (77);
- Transdutor de pressão - Kyowa Eletronics Inst.Co.
 - . Capacidade: 5 kgf/cm^2 ;
- Leitora dos transdutores de pressão - Vishay:
 - . Modelo: P 350 A
 - . Série: 008457;
- Aplicação de pressão na célula: potes autocompensados de mercúrio;

- Aplicação da tensão desviatória: bancada tipo ten
são controlada, fabricada pela Ronald Top;
- Deflectômetro;
- Pesos para aplicação da tensão desviatória;
- Cronômetro.

A.3 - ROTINA DO ENSAIO

A.3.1 - INTRODUÇÃO

A rotina dos ensaios triaxiais $K = \text{constante}$, consiste na aplicação de níveis de pressões axial (σ_1) e radial (σ_3) à uma amostra não-saturada com drenagem impedida, durante um intervalo de tempo t . A razão K entre tensões principais é pré-estabelecida.

Durante um estágio de carregamento, realiza-se medições de variação de volume, variação de altura no corpo-de-prova, assim como a medição da pressão desenvolvida na água dos poros. O tempo de duração de cada nível de carregamento é o necessário para a estabilização das variáveis acima mencionadas. No presente trabalho o tempo médio de cada estágio foi de cerca de 10 minutos. A tensão radial (σ_3) foi aplicada segundo incrementos de pressão iguais a $0,5 \text{ kgf/cm}^2$ e a tensão axial segundo incrementos iguais a $\Delta\sigma_3/K$. Quando a pressão σ_3 tornava-se igual a 6.0 kgf/cm^2 , o corpo-de-prova era levado à ruptura pelo aumento apenas de σ_1 .

A tensão desvio (σ_d) num estágio i foi aplicada ao provete através da colocação de pesos no prato do pendural acoplado ao pistão da célula triaxial. O cálculo da referida

tensão, foi feita a partir das dimensões do provete determinadas no estágio anterior, de acordo com a expressão:

$$\sigma_d = \frac{W}{A_c} = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{e} \quad K = \sigma_3 / \sigma_1$$

onde

σ_1 e σ_3 = pressões no estágio;

W = peso no estágio;

$$W = W_c - A_p \cdot \sigma_3$$

onde

W_c = peso a ser colocado no prato do pendural;

A_p = área do pistão da célula triaxial = 1.27 cm^2 ;

$A_p \sigma_3$ = empuxo no pistão no estágio;

A_c = área corrigida do provete no estágio anterior;

$$A_c = \frac{V_o - \Delta V}{H_o - \Delta H}$$

onde

V_o = volume inicial do provete E 90 cm^3 ;

H_o = altura inicial do provete E 9 cm ;

ΔV = variação de volume do provete até o estágio anterior;

ΔH = variação de altura do provete até o estágio anterior.

A.3.2 - VARIAÇÃO DE VOLUME DO CORPO-DE-PROVA

A variação do volume dos provetes submetidas à ensaios triaxiais $K = \text{constante}$ foi feita no presente trabalho através da medição do volume de água que entra ou sai da célula triaxial. Assim sendo, uma bureta de tubulação plástica com $\phi = 0.17\text{cm}^2$ foi conectada na tubulação que transmite através de água desaerada a pressão σ_3 (pressão da célula) ao provete, ou seja, a bureta foi posicionada entre os potes autocompensados de mercúrio e a célula triaxial.

A formulação da expressão que estabelece a variação de volume do provete deve considerar as seguintes hipóteses:

- a) a aplicação de uma pressão à célula triaxial pode provocar uma expansão da mesma. Logo, a bureta indica a entrada de água na célula triaxial;
- b) devido a deformação do corpo-de-prova o pistão penetra na célula numa extensão igual a ΔH (avaluada pelo defletômetro) sendo assim a bureta indica a saída de água da célula triaxial;
- c) o provete diminuindo de volume a bureta indica entrada de água na célula triaxial, caso contrário, uma saída;
- d) existe ar aprisionado na célula triaxial e entre o corpo-de-prova e a membrana que diminui de volume devido a aplicação de uma pressão, assim sendo a bureta indica a entrada de água na célula triaxial.

Segundo as hipóteses acima, estabelece-se a seguinte expressão:

$$\Delta V_B = \Delta V + \Delta V_{ca} - \Delta V_p$$

ou seja

$$\Delta V = \Delta V_B - \Delta V_{ca} + \Delta V_p$$

$$\Delta V_B = \Delta LB \cdot C$$

onde

ΔV = variação de volume do corpo-de-prova;

ΔV_B = idem, medido pela bureta, sendo LB a leitura na bureta e C constante da bureta ($C = 0,17 \text{ cm}^3/\text{divisão}$);

ΔV_{ca} = idem, avaliado pela calibração do sistema que deve incluir o ar aprisionado (ver itens A.3.3 e A.3.4);

ΔV_p = idem, devido a penetração do pistão ($\Delta V_p = A_p \cdot \Delta H$)

A.3.3 - CALIBRAÇÃO DA CÉLULA TRIAXIAL (ΔV_{ct})

A variação de volume (expansão) da célula triaxial foi estabelecida a partir dos registros correspondentes à aplicação de incementos de pressão (σ_3) iguais a $0,5 \text{ kgf/cm}^2$ com duração de 10 minutos. Para tal, a célula triaxial (contendo apenas o pedestal) foi preenchida com água desaerada e sua parte superior completada com óleo lubrificante.

A calibração típica para a série de ensaios é apresentada na figura A.1. Verifica-se que tais valores comparados com os de Guimarães (77) estabelecem uma maior variação

de volume para um certo nível de pressão σ_3 . O tempo de enchimento da célula adotado pelo referido autor (4 horas) foi significativamente maior (objetivando minimizar o volume de ar no interior da mesma) que o da presente investigação. Apesar dos cuidados tomados no sentido de expulsar o ar do interior da célula, tal diferença de resultados pode nos revelar a influência do tempo de enchimento da célula. Entretanto, o referido tempo durante a calibração pode ser considerado próximo ao tempo gasto no enchimento da célula durante a realização dos ensaios (estima-se em 15 minutos), desta forma, a presente calibração engloba além da expressão da célula na diminuição de um certo volume (no caso constante e médio) de ar no interior da célula.

A.3.4 - CORREÇÃO DE VARIAÇÃO DE VOLUME DEVIDO AO AR APRISIONADO (ΔV_{ap})

A maior dificuldade desta correção é a estimativa do volume de ar inicialmente aprisionado entre a membrana e o provete. Visto que, estimando-se o mesmo através a lei de Boyle Mariotti ($p_o V_{ap} = p.V.$) pode-se estimar o volume do mesmo quando submetido a uma pressão $p_1 = p_o + \sigma_3$ onde p_o é a pressão atmosférica ($p_o \approx 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ nível do mar).

Bishop & Henkel (62) consideram que o volume de ar possa ser definido pela expressão:

$$V_{ap} = \left[\Delta V \cdot \frac{p-1}{p_o} - n_o (1 - S_o + S_o \cdot H) V_o \right]$$

onde

V_{ap} = volume inicial de ar aprisionado;

ΔV = variação de volume medida quando se aplica ao ar uma pressão $p = p_o + \Delta p$;

n_o = porosidade da amostra;

V_o = volume inicial da amostra;

S_o = grau de saturação inicial da amostra.

A expressão acima pode ser escrita na forma:

$$V_{ap} = \Delta V \cdot \sigma_3 - C \text{ (cm}^3\text{) para } \sigma_3 \text{ em kgf/cm}^2$$

A variável C estimada ao longo da curva de compactação da amostra 16 (figura 2.7) assume os seguintes valores:

$$C = 6.4 \text{ cm}^3 \text{ para } w_{ot} - 2\%;$$

$$C = 10 \text{ cm}^3 \text{ para } w_{ot} + 2\%;$$

Além da expressão acima condicionar o volume de ar aprisionado às características iniciais do corpo-de-prova quando considera-se, por exemplo, $V_{ap} = 1\%$ de V_o (0.9 cm^3) e $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, tem-se $\Delta V \approx 20 \text{ cm}^3$.

Guimarães (77) estima o volume do ar aprisionado na fase inicial do próprio ensaio. Aplicando-se pequenos níveis de pressão confinante (entre 0 e 0.5 kgf/cm^2) e medindo a variação de volume correspondente é possível estimar o referido volume através da lei de Boyle Mariotti visto que:

$$p_o V_{ap} = p_1 V_1$$

$$p_o V_{ap} = p_1 V_{ap} - p_1 \Delta V$$

$$V_{ap} (\Delta p) = p_1 \Delta V$$

$$V_{ap} = \Delta V (1 + \sigma_3) / \sigma_3 \text{ cm}^3, \text{ para } \sigma_3 \text{ em kgf/cm}^2.$$

Entretanto, a validade do processo está condiciona

da às seguintes hipóteses:

- a) a fase gasosa do corpo-de-prova não é contínua;
- b) a variação de volume à baixas pressões deve unicamente à variação do ar aprisionado. Despreza-se, por conseguinte, a variação de volume da célula e do corpo-de-prova.

Novamente considerando $V_{ap} = 0.01 V_0 = 0.9\text{cm}^3$ através da lei de Boyle Mariotti, deve-se esperar um registro de $\Delta V = 0.30\text{cm}^3$ quando aplica-se $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, valor este significativamente menor que o estimado pela proposta de Bishop & Henkel (62), ou seja, $\Delta V = 20\text{cm}^3$.

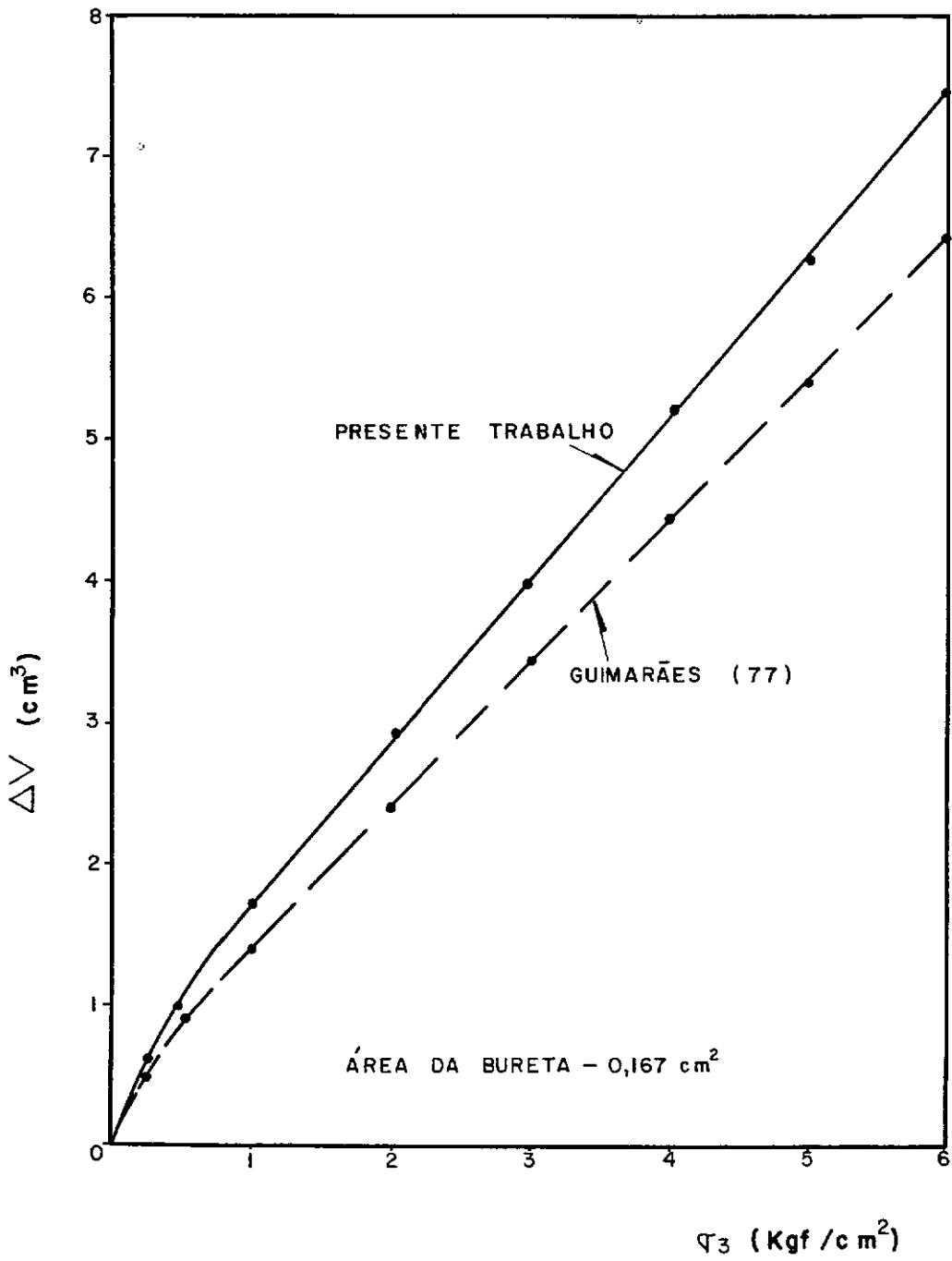
A metodologia da execução dos ensaios não considerou a variação do volume do ar aprisionado durante a realização dos mesmos. A figura A.2 mostra a influência do mesmo na estimativa de variação de volume do corpo-de-prova. Mostra, também, a correção típica efetuada nas séries de ensaios. Esta correção pretende eliminar a influência do volume inicial de ar aprisionado sem, entretanto, considerar a variação do mesmo durante o ensaio. A influência desta correção no valor da resistência não-drenada pode ser vista, também, na referida figura. A experiência permite recomendar que a calibração deve considerar o ar aprisionado, estabelecendo, assim, a seguinte expressão:

$$\Delta V_{ca} = \Delta V_{ct} + \Delta V_{ap}$$

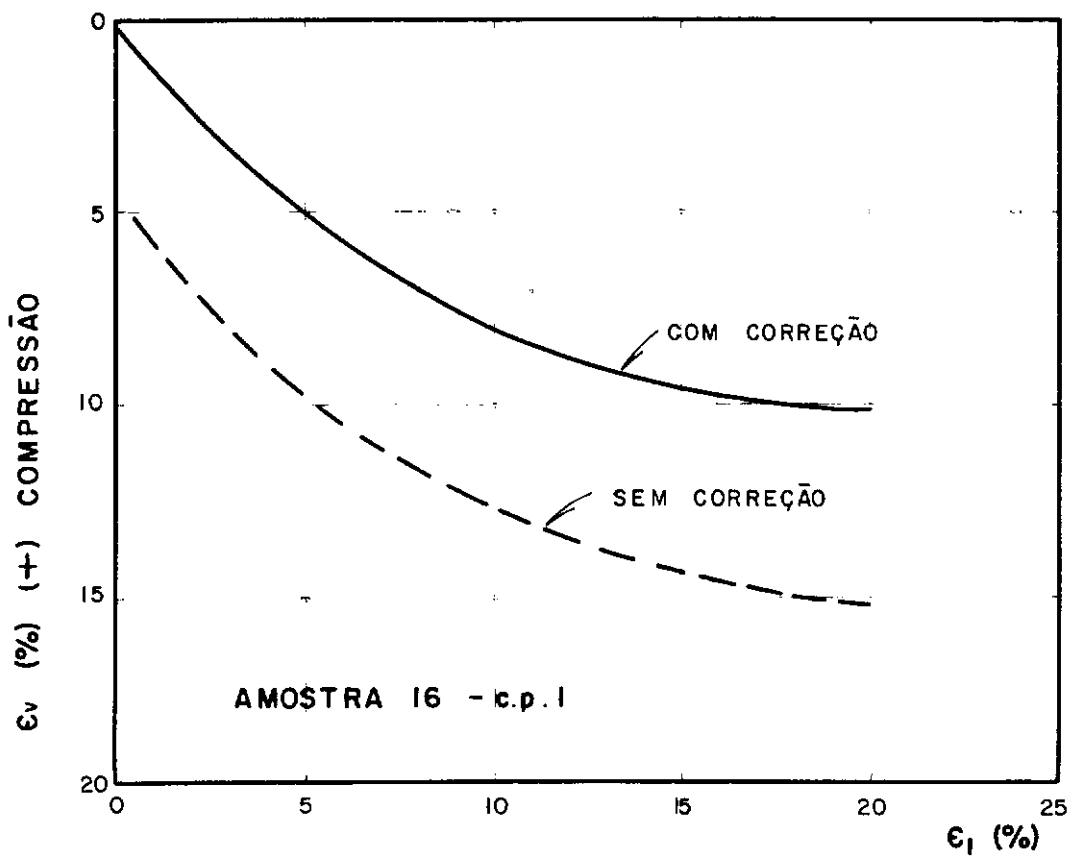
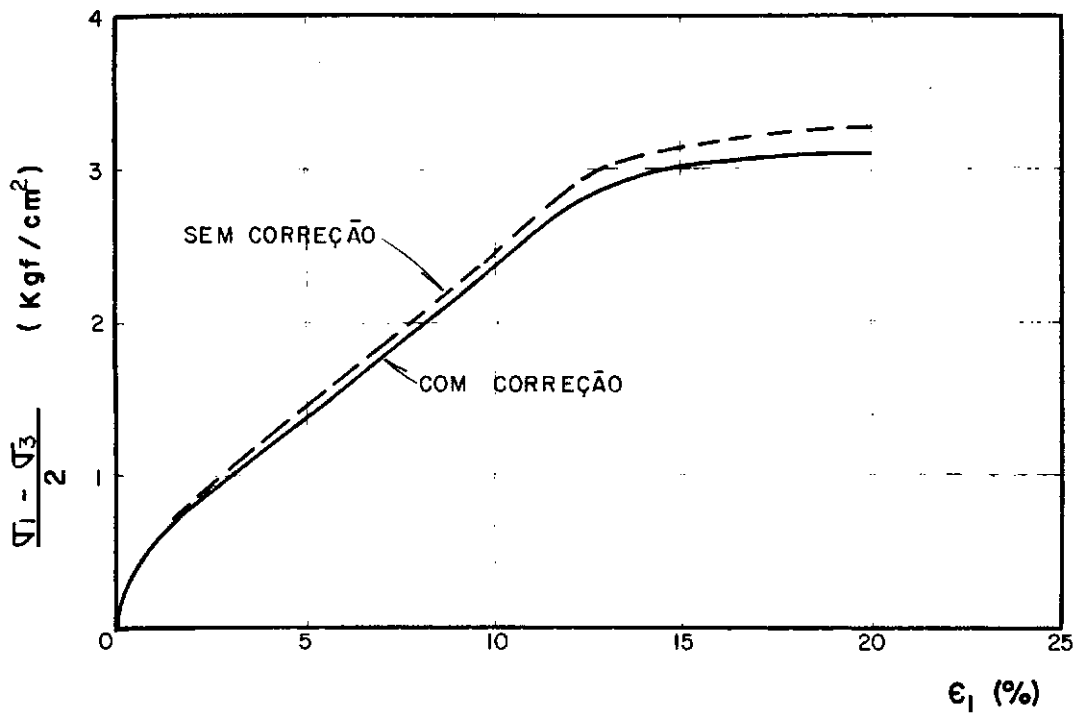
A.4 - PROPOSTA PARA EXECUÇÃO DO ENSAIO

Sequência do Ensaio:

- 1 - Verificação geral da célula e de todos os instrumentos. Faz-se leitura na bureta, deflectômetro, pressão da água.
- 2 - Eleva-se a pressão σ_3 até 0.50 kgf/cm^2 (apesar de na série de ensaios a pressão σ_3 ter sido elevada até 0.5 kgf/cm^2 , recomendamos que a mesma seja elevada até esta pressão através de incrementos de 0.10 kgf/cm^2 , visando a determinação do volume de ar aprisionado inicial) e coloca-se os pesos no pendural necessários para o equilíbrio do pistão da célula.
- 3 - A aplicação de σ_3 e os pesos devem ser feitas no mesmo tempo. Tempo zero do cronômetro.
- 4 - Faz-se leituras de u_w , bureta, deflectômetros nos tempos 0.5/1.0/2.0/4.0/7.0 minutos.
- 5 - No tempo 7 minutos calcula-se a carga que deve ser aplicada no tempo 10 minutos. necessária para caracterizar o próximo incremento de σ_3 de modo que σ_1/σ_3 seja aplicado segundo a razão K pré-estabelecida.
- 6 - Prepara-se a carga, lê-se aos 10 minutos e aplica-se o novo nível de carregamento.
- 7 - Retorna-se ao passo 4.



CALIBRAÇÃO DA CÉLULA TRIAXIAL



CORREÇÃO TÍPICA DEVIDO AO VOLUME INICIAL DE
AR APRISIONADO

FIG. A.2

ANEXO B - ENSAIOS DE CONTRAÇÃO

B.1 - DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE CONTRAÇÃO MB-55

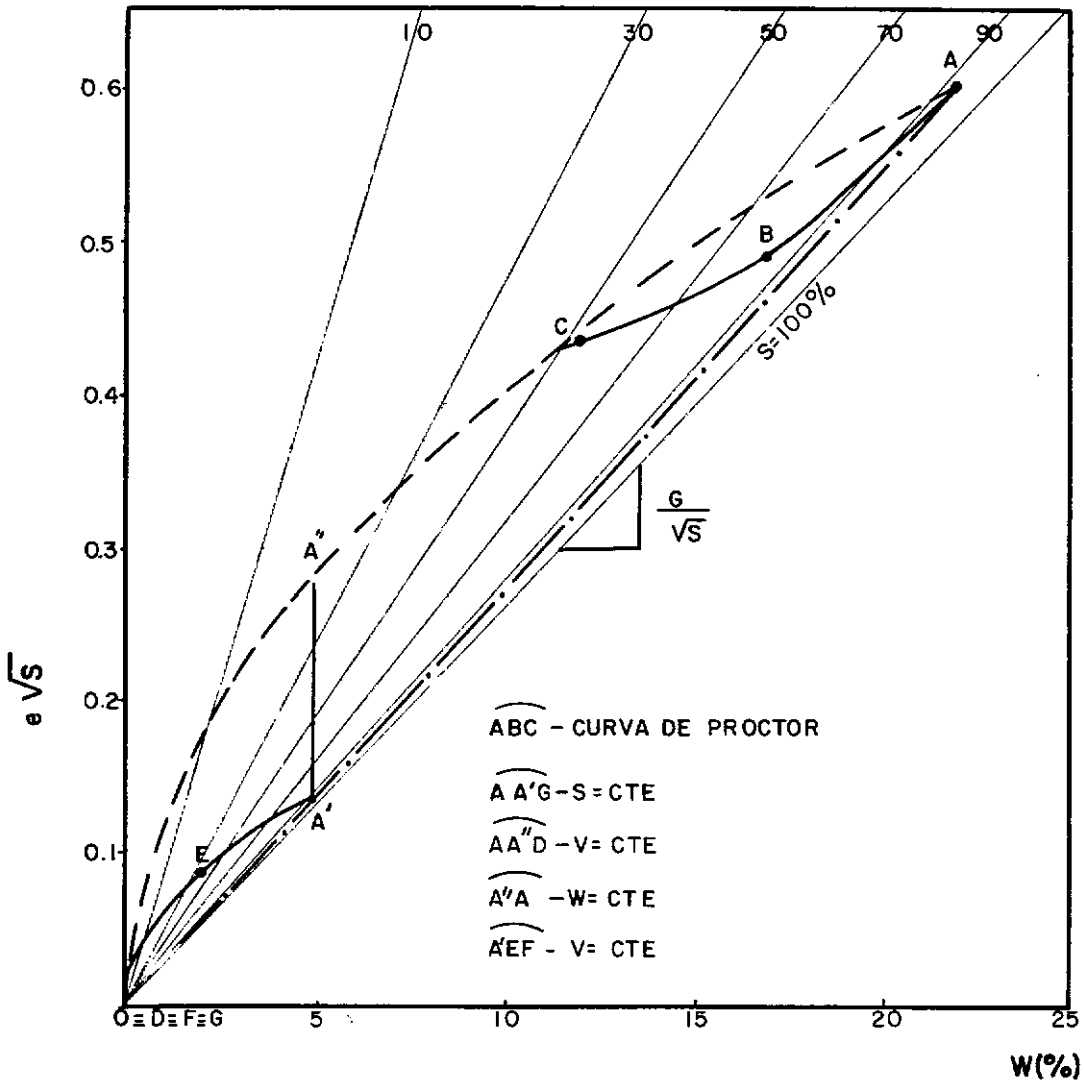
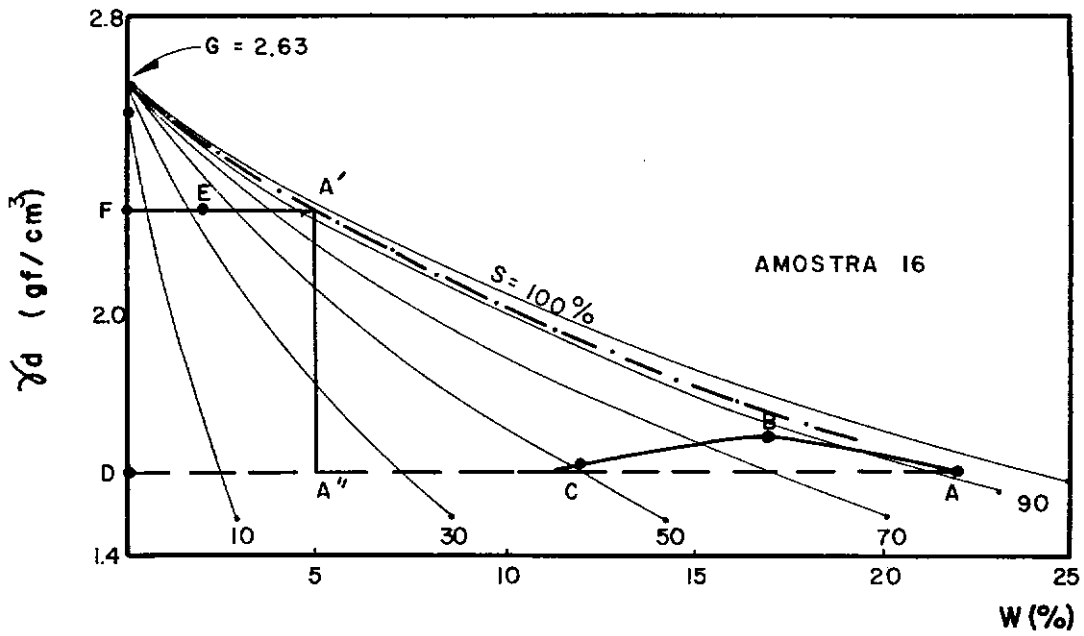
- 30g de solo passando na peneira 40;
- Pasta de solo preparada com água destilada com umidade próxima ao limite de liquidez;
- Anel de contração ($\phi = 1 \frac{3}{4}"$ $h = 1/2"$);
- Cuba de vidro ($\phi = 2"$ $h = 1"$);
- Cuba de evaporação ($\phi = 4 \frac{1}{2}"$ $h = 2"$);
- Placa de vidro com ressaltos dispostos a 120° ;
- Mercúrio;
- O anel de contração determina as dimensões iniciais do corpo-de-prova (V_o , H_o);
- A pasta de solo depois levada à estufa tem seu volume estimado pelo peso do mercúrio deslocado;
- O limite de contração é calculado segundo a fórmula apresentada na figura 3.1;

B.2 - ENSAIOS DE SECAGEM

- Corpos-de-prova moldados como descreve o item 3.1;
- Determinação de volume (através do peso de mercúrio deslocado) e peso úmido durante a secagem do ar, permitindo os cálculos de umidade e peso específico aparente seco e considerando que não ocorre perda de material (variação do peso seco da amostra) durante as referidas determinações.

ANEXO C - O ESPAÇO $e\sqrt{s}$ VERSUS UMIDADE

A figura C.1 apresenta as correspondências entre o espaço peso específico seco (γ_d) versus umidade (w) e o espaço parâmetro $e\sqrt{s}$ versus umidade. Este último espaço é utilizado para apresentar os resultados considerados no capítulo 4 do presente trabalho. No espaço $e\sqrt{s}$ versus umidade, as curvas de isosaturação são retilíneas (ver curva $\widehat{AA'G}$) e as curvas isovolumétricas são parabólicas (ver curva $\widehat{AA''D}$ e $\widehat{A'EF}$). A curva de compactação muda de aspecto, embora sua forma dependa do tipo de solo como mostrado no item 4.3. Neste espaço apenas a curva que indica variação de peso específico seco à umidade constante (ver curva $\widehat{A''A'}$) conserva o aspecto característico do espaço γ_d versus w .



ESPAÇO $e\sqrt{S}$ VERSUS W

FIG.G.1